

河口部の土砂移動

Sediment Movement around River Mouths

田 中 仁
Hitoshi TANAKA

1. はじめに

河口問題に関しては、これまでの夏期研修会においても何度か取り上げられてきている（富永，1966；吉高，1968；吉川，1970；須賀，1972；近藤，1979）。従来の視点としては、治水や航路維持と関連した河口維持問題、利水と関連した塩水遡上問題などの話題が大きく取り上げられることが多かった。一方、近年では河川法・海岸法の改正に伴い、環境面での河口の位置づけが大きくクローズアップされるようになっている。特に、河口部に多く形成される干潟における生物生産・水質浄化機構は近年大きな注目を集めており、河口部における開発行為が社会問題となる例が散見される。また、土砂移動問題の関連においても、従来の局所的な視点にもとづく土砂移動の扱いに代わり、水系一貫した土砂管理の重要性が指摘されており、この中で、流域・海域を結ぶ河口部における土砂移動特性の解明が望まれている。

本稿では、まず河口部の土砂移動の特徴を概説するとともに、卓越する支配的外力のもとでの代表的な数値シミュレーション手法を紹介する。次に、いくつかの河川を具体的事例とし、河川規模・支配外力の相違によって異なる河口部での土砂移動現象について解説を行う。

2. 河口地形変動とその予測数値モデル

2. 1 河口地形変動の概要

河口部には、波浪・潮流・河川流などの複数の外力が非線形的に作用し、さらに密度流効果も重畳するために、その地形変化はきわめて複雑である。このため、卓越する外力ごとに現象を分類し、それぞれについて多くの知見が蓄積されて来た（例えば、樫木，1991）。代表的な卓越外力のもとでは以下のような現象が見られる。

- (1) 洪水時には河口部の堆積土砂がフラッシュされる。河口砂州が大規模に侵食され、河口前面に「河口テラス」と呼ばれる舌状の堆積地形が形成されることがある（須賀ら，1987）。いくつかの河川においてはフラッシュ過程を含めた詳細な現地資料が得られている（野村・宇多・因幡・宮内，1986；沢本・首藤・谷口，1987；田中，1991）。
- (2) 洪水時に河口前面に堆積した土砂は、その後、波浪により徐々に河口部に回帰する。河口砂州の回復に要する時間は河川規模に応じて大きな相違が見られる（沢本・首藤・谷口，1987；田中，1991）。すなわち、中小河川では短期間の間に元の地形に戻るが、大河川では長期間にわたってテラス地形が残存することがある。
- (3) ほぼ一定な外力のもとでは、河口断面は動的平衡状態に到る。このとき、河口断面積は河川流量や潮汐による入退潮量と強い相関を有する（Jarret，1976；山本，1978；小川・藤田・首藤，1984）。
- (4) 高波浪時には沿岸漂砂あるいは岸向き漂砂が卓越し、場合によっては完全閉塞にいたることもあるが、その過程を現地において詳細に検討した例はきわめて少ない。河口部の水深が小さい時には河口前面で碎波が生じ、wave set-up により河口内水位の上昇が見られる（田中，1995；山本，1978）。その高さは洪水時のせき上げ高さに比肩するほどのオーダーに達する場合もある。

2. 2 河口地形変化予測モデル

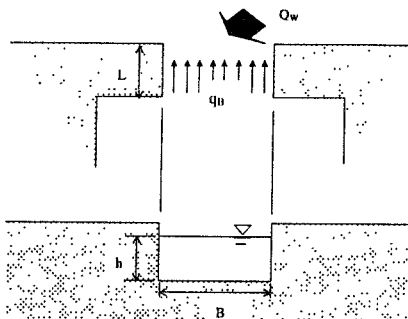


図-1 一次元河口砂州変動モデルの概要

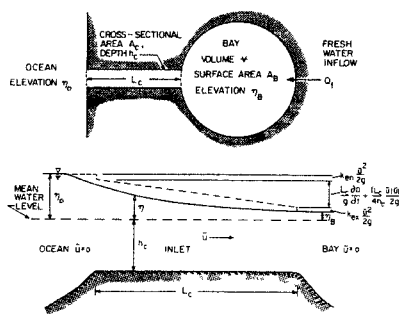


図-2 河口感潮域のモデル化

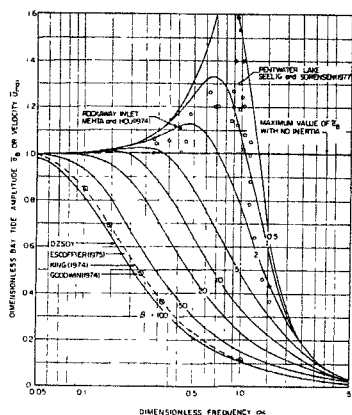


図-3 河口内水位の低減・増幅

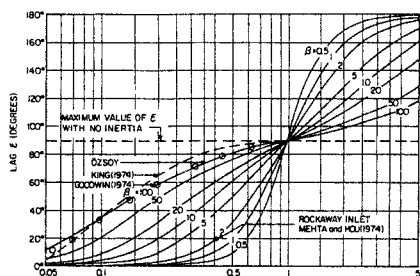


図-4 潮位と河口内水位との位相差

河口部に作用するすべての外力を考慮した河口地形変動計算も行われている(例えば, Cayocca, 2001)が、数値モデルについても、2. 1 に述べた卓越外力に応じて簡素化されたモデルが使用されることが多い。

平常時を対象とした河口地形変化予測モデルとしては、(1)one-line model をもとにしたもの(宇多, 1980)と、(2)河川流・潮汐流による土砂流送過程と波浪による漂砂の持ち込み作用とを考慮したモデル(青田・首藤, 1980)があり、いずれも一次元解析である。後者によるモデル化を図-1 に示す。河口断面を矩形に近似し、さらに砂州幅 L 、河口水深 h を一定とすれば、河口幅 B の予測モデルの基礎式として次式が得られる。

$$(1 - \lambda)Lh \frac{dB}{dt} = q_B B - Q_w \quad (1)$$

ここで、 λ ：砂の空隙率、 q_B ：単位幅あたりの河川流・潮汐流による流送土砂量、 Q_w ：河口内に流入する漂砂量である。潮汐流量の評価の際、河口河積が十分大きいときには潮位 η_o と河口内水位 η_B が等しいとして、推算潮位や実測潮位を利用できる。そうでない場合は、狭窄部でのエネルギー損失により、潮位に比べて河口内の水位変動幅が低減する(Mehta and Özsoy, 1978; 清水ら, 1985; 田中, 1995)ので、実測値を用いるか、あるいは次の一次元解析手法により評価しなければならない。

$$A_B \frac{d\eta_B}{dt} = A u + Q_f \quad (2)$$

$$\eta_O - \eta_B = -\frac{L_C}{g} \frac{du}{dt} + \left(\zeta_{en} + \zeta_{ex} + \frac{2gL_C}{n^2 R^{4/3}} \right) \frac{u|u|}{2g} \quad (3)$$

ここで、河口部は図-2の様にモデル化されており、 L_C ：最狭部水路長、 u ：水路内流速、 ζ_{en} 、 ζ_{ex} ：入り口、出口での損失係数、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深、 A_B ：感潮面積、 Q_f ：河川自己流量である。簡単のために河川流入量を無視できる場合について、両式から u を消去し、さらに相対的に微小な頁を落として線形化した後、正弦波形の外海潮位変動を仮定して河口内水位の応答を求めると、図-3、図-4に示す結果を得る。図-3は潮位振幅に対する河口内水位変動振幅の比、図-4は位相差である（Mehta and Ozsoy, 1978）。横軸の α と図中のパラメータ β は、次式で定義される無次元数である。

$$\alpha = \left(\frac{L_C A_B}{g A_c} \right)^{1/2} \sigma, \quad \beta = \frac{K_{en} + K_{ex} + K_{cu} + \frac{f L_C}{4h} \frac{A_B}{A_c} a_0}{2L_C} \quad (4)$$

ここに、 σ ：潮位変動の角周波数（ 2π /周期）、 a_0 ：潮位振幅である。 β の値が小さい場合（すなわち、感潮域の面積が大きく、かつ水路部でのエネルギー損失が小さい場合）には、 $\alpha=1$ 付近で河口内水位の振幅が増加する。一方、 β が大きい場合には河口内水位の振幅は小さくなり、位相差を持つようになる。このように、潮位変動と河口内水位変動の関係は河口部形状によって大きく変化する可能性があるため、観測値を取り扱う際に注意する必要がある。なお、上記の関係をより実際に即して厳密に取り扱いたい場合には原方程式を直接数値計算すればよい。

波高、流量などの外力条件が一定の場合は、式(1)の解析解を得ることが出来る（青田・首藤，1980）が、一般の場合には数値計算により解を得る。式(1)による河口幅変化予測モデルは、その後、断面変化予測モデル（小川・藤田・首藤，1984；清水ら，1985）や開口位置変化予測モデル（兜山・田中・首藤，1994）へと拡張されている。後者の基礎方程式は次式である（図-5参照）。

$$\text{右岸：} (1-\lambda)Lh \frac{dx_R}{dt} = q_B(1-f)B - Q_R \quad (5)$$

$$\text{左岸：} (1-\lambda)Lh \frac{dx_L}{dt} = q_B f B - Q_L \quad (6)$$

ここで、 x_R 、 x_L は右岸砂州及び左岸砂州の x 座標であり、また沿岸漂砂 Q_R 、 Q_L は波浪の来襲方向によって以下のように計算される。

$$\theta > 0 \text{ のとき, } Q_R = Q_w, \quad Q_L = 0 \quad (7)$$

$$\theta < 0 \text{ のとき, } Q_R = 0, \quad Q_L = Q_w \quad (8)$$

さらに、 f は重み関数であり、排出される掃流砂中の左岸砂州の寄与分を示す。

式(4)から式(5)を減じ、 $x_R - x_L = B$ であることを考慮すれば、河口幅変化モデルの式(1)に帰着することがわかる。また、両式を足しあわせて2で割れば、開口部中央位置の移動を表す基礎式を得ることが出来る。

以上のモデルを使用することにより得られる河口地形変動計算結果を図-6、図-7に示した。

上記のモデルは砂州越流の機構を含まないため、洪水時への適用は困難である。砂州越流時を含め、洪水時の土砂移動による河口近辺での洗掘、堆積の詳細を知るためには、浅水流方程式をもとにした平面二次元計算によらなければならない。数値計算は差分法（榎木・出口・片山，1987；桑原ら，1995）や有限要素法（宇多

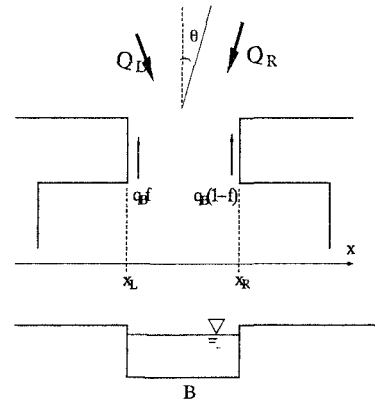


図-5 河口開口位置予測モデル

ら, 1994) により行われる。洪水流のみならず, 波浪や潮汐変動の効果を含むものや, 湾曲河道での二次流の影響を考慮した計算も行われている。

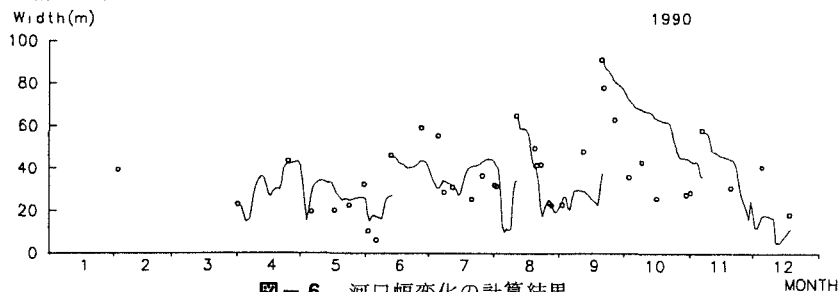


図-6 河口幅変化の計算結果

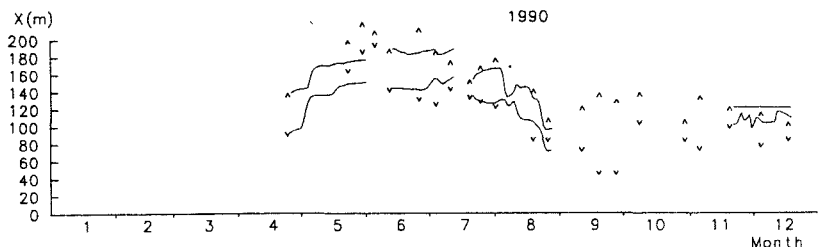


図-7 河口開口位置変化の計算結果

3. 河口地形変動特性の観測事例

河口部の地形変動を一般論として述べるのは困難であり, このために個々の河川を取り上げて様々な検討が行われている(沢本, 1991; 沢本, 1998; 田中, 2001)。ここでは, この中から外力条件・河川規模の異なる3つの河川を事例として取り上げ, それぞれにおける特徴的な土砂移動現象・水理現象を解説する。

3.1 阿武隈川

阿武隈川は那須旭岳に源を発し, 宮城県岩沼市と亘理町の境で太平洋に注ぐ一級河川である。河口地形の概要を図-8に示す。流路延長および流域面積は, それぞれ239km, 5,400km²に及ぶ。計画洪水の規模は, 岩沼(7.9km地点)において100年確率の計画高水流量が9,200m³/sである。

阿武隈川河口に関する特徴としては, 過去50年以上の観測期間を有する航空写真や流量観測資料があり, あわせて日単位から数週間の間隔での現地地形データが蓄積されていることである。これらにより, 河口地形変動現象に関して, 長期変動および短期変動の把握が行われている。以下では沢本ら(1987), 真野ら(1993)の研究成果をもとに, 阿武隈川における河口変動の特性を概説する。

(1) 長期地形変動

既述のように阿武隈川河口域では比較的長期間にわたって河口資料の蓄積が行われている。図-9に河口地形の変遷を示す(首藤, 1988)。河口地形の変動はきわめて複雑であるが, 流量との対応の検討により, 日平均流量の値が2,000m³/sから2,500m³/sを境にして河口地形変化の発生の仕方に相違が見られることが明らかにされている。すなわち, これ以下の洪水では河口砂州縁部の変形や開口部の拡幅が起こるが, その後の波浪の影響により出水前の地形に戻るのに対して, これ以上の出水による地形変化は大規模であり, 出水前の地形に戻ることはなく, その次の出水までの基本的砂州形状を規定している。

なお、航空写真のようにそれぞれの資料の間が長い資料においては、その間に生じた地形変化を外力の積分により定量的に解釈しようとしても困難な場合が多い。そこで、同河口においては数週間の間隔での測量データをここ数十年にわたって蓄積している。図-10は、このような詳細なデータに基づいて得られた開口幅・砂州面積の変化と流量との対応を示す。これより、開口部の変動には規則性が見られ、先に述べたように $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を越える出水時に砂州面積が大きく変化し、その後波浪の効果により砂州面積が回復する過程が繰り返し見られる。

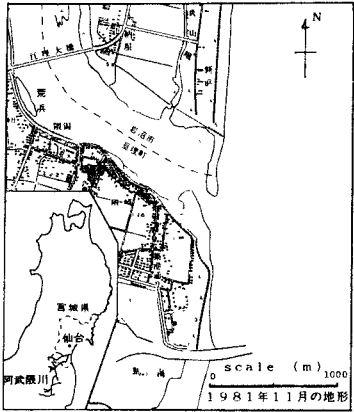


図-8 阿武隈川河口地形

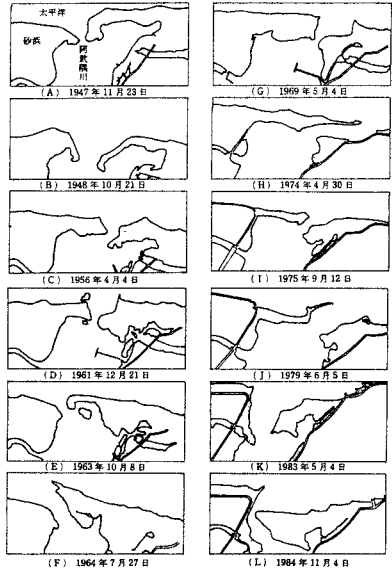


図-9 河口地形の変遷

(2) 出水時の短期地形変動

1985年7月には、ピーク流量約 $2,800\text{m}^3/\text{s}$ の出水があり、河口地形が大きく変化した。この出水時には、現地において詳細な観測が行われ、出水時河口地形変化の貴重な現地資料が得られている。図-11は出水時に砂州を越えて流れが生じた様子を示している。また、図-12は砂州の侵食過程であり、砂州上にあらかじめ打ってあった杭を岸側から観察することにより、開口部の拡幅過程に関する貴重な観測結果が得られている。図-13はその後の開口幅の回復過程を示したものであり、斜線部は阿武隈川における動的平衡状態を示している。平衡状態に戻るのは10月末であり、出水後約4ヶ月を要していることが分かる。一方、小河川では、洪水後の地形変化が非常に短い期間で回復する点できわめて対照的である。この点に関しては後述する。

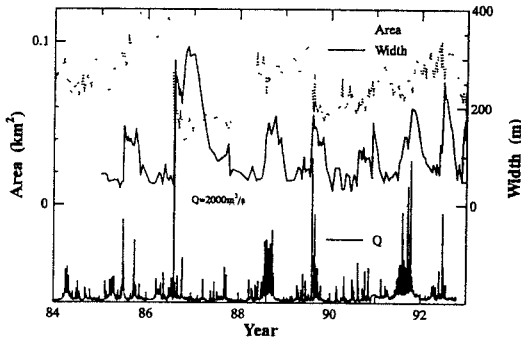


図-10 流量と河口開口幅・砂州面積

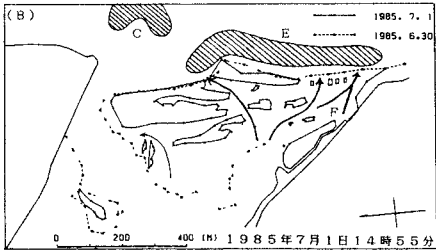


図-11 出水時の地形変化

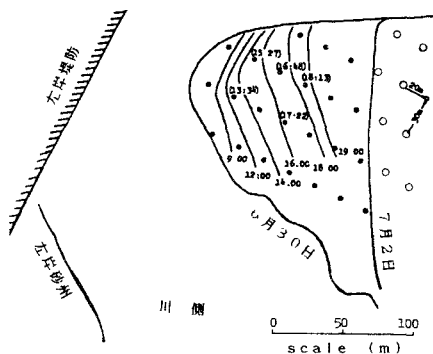


図-1 2 砂州の侵食過程

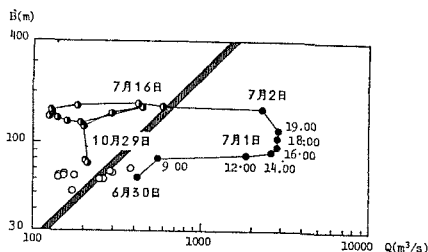


図-1 3 開口幅と流量との関係

3. 2 七北田川

以下では、二級河川・七北田川（宮城県仙台市）での河口現象を示す。七北田川流域の概要図を図-1 4 に示す。七北田川は、その源を仙台市北西部の泉ヶ岳に発し、仙台市蒲生地先で仙台湾に注ぐ二級河川であり、幹川流路延長は45km、流域面積は229.1km²、100年確率の計画高水流量は1,650m³/secである。七北田川はもとも現河口近くで約1km北上してから仙台湾に注いでいた。これは、仙台海岸において北上する漂砂が卓越する（佐藤・庄子・田中、1966）ことを示している。

従来の河口調査は大河川を対象としたものが多い。その他の中小河川に関しては河口処理計画立案の際の基礎資料すら十分でない場合が多い。河口変形現象は河川規模によってその特性が異なるものと考えられ、実際、七北田川においては以下の様に上述の阿武隈川のような大河川とは異なる河口特性が見られる。

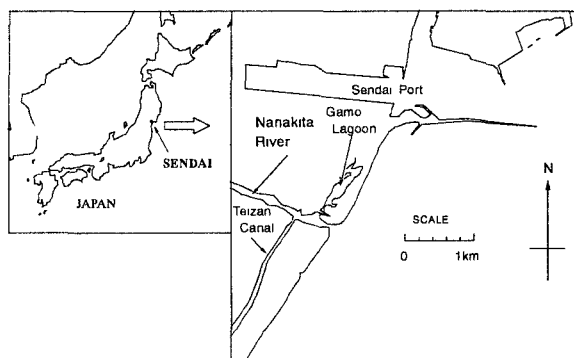


図-1 4 七北田川河口の概要

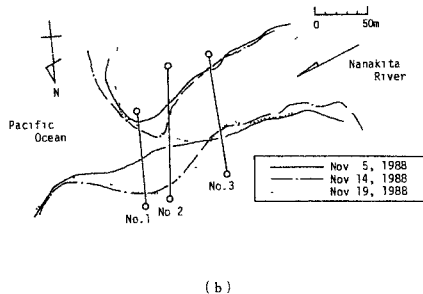


図-3 1988年の汀線変化

(1) 中小河川特有の河口地形変化特性

汀線変化の一例を図-1 5に示す。10日程度の間大きな地形変化が生じている。河口左岸には汀線まで伸びる導流堤があり、14日の開口部左端は導流堤に達しているの、その後左岸の河口地形に変化はない。図中の3本の測線で測定された横断形状を図-1 6 (a), (b), (c)に示す。測線1および2において滞筋が30mほど移動していることが分かる。ここで、興味深い点は測線1においてT.P.0.0mより下の三角形断面がほぼ等しい面積を保持している点である。これは、沿岸漂砂が河口内へ運び込まれても、短期間の間にその時点での流量(河川流量+潮汐流量)に対応した動的平衡断面が作り出されているためであると考えられる。

夏季の汀線・最狭部横断面変化を図-17に示した。図中には大潮時および小潮時の観測結果を示している。1週間というきわめて短い期間で最狭断面位置が河口内に押し込まれ、同時に最狭断面の大幅な減少が見られる。以上のように、中小河川においてはきわめて短い時間スケールで地形変動が生じており、先に図-10、13に示した阿武隈川の様な大河川で見られる地形変化特性と大きく異なっていることが大きな特徴の一つである。

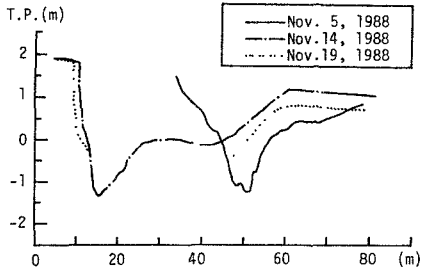


図-16 (a) 横断測量結果 (測線 No.1)

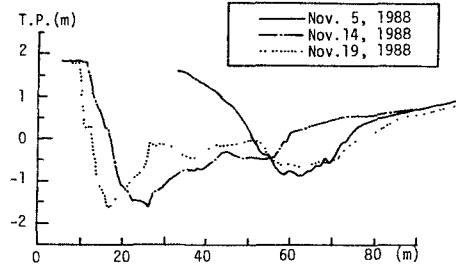


図-16 (b) 横断測量結果 (測線 No.2)

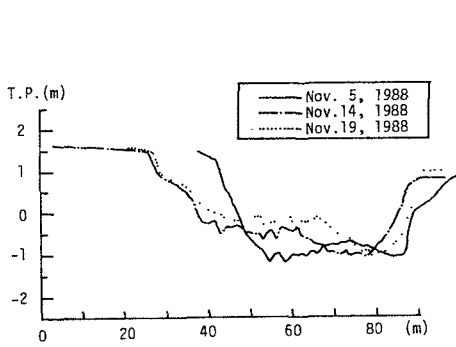


図-16 (c) 横断測量結果 (測線 No.3)

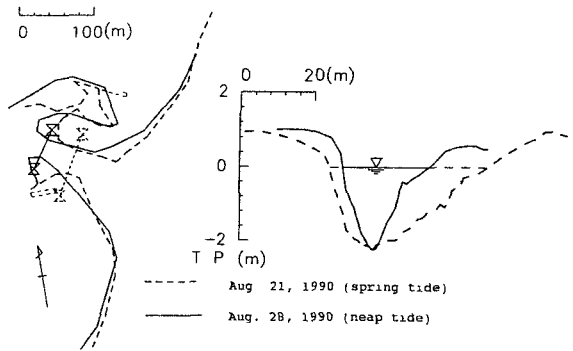


図-17 夏季の汀線・最狭部横断面変化

(2) 流速変動特性

式(2)、(3)にもとづく一次元解析結果を図-18、図-19に示す。ここでは、Runge-Kutter-Gill 法によって数値的に解いた。図-18、図-19はそれぞれ図-17に地形を示した大潮時、小潮時の二つのケースに対応している。河口内水位については実測値と計算値は非常によく一致している。また、流速については幾分ばらつきが大きいものの、実測値と比較的良好一致している。計算対象とした両ケースで、河口断面形状や河川流量が大きく異なるにもかかわらず、いずれも流速の最大値は約1.0m/s、無次元掃流力 τ^* は2.0程度であり、ほぼ同じ値を持つことがわかる。これは両者がそれぞれの外力のもとでの平衡状態にあったためと考えられ、上記の値が動的平衡の条件を表していると考えられる。

阿武隈川のような大河川では、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。一方、七北田川の様な中小河川では(1)に示した様に地形変化の応答が早い。このような地形変化速度の違いはおもに、河川流量の大小、異常出水で生じた地形変化の規模、および流域面積の大小に起因する洪水のタイムス

ケールの相違によるものと考えられる。七北田川においては地形変化のタイムスケールが短いため、上記のような地形条件・各種外力条件が大きく異なる時期で、すでに動的平衡に近い状態にあったと考えられる。

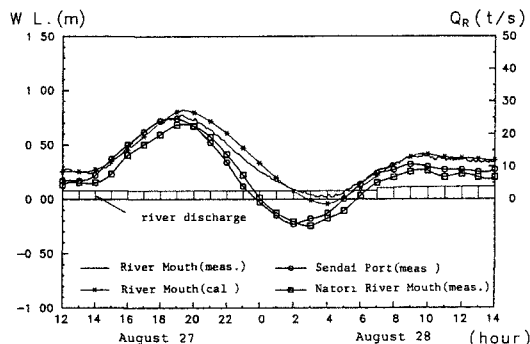
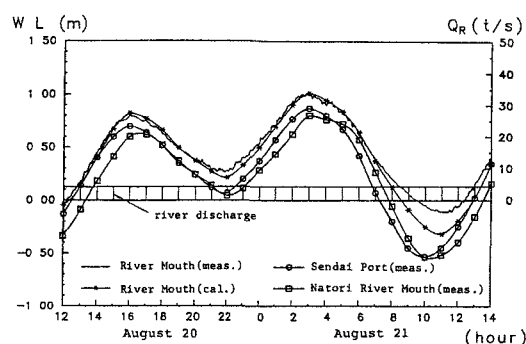


図-18 水位・流速（大潮時）

図-19 水位・流速（小潮時）

(3) 水位変動特性

次に、河口水位の変化例を図-20に示す。七北田川、阿武隈川さらに名取川における水位変動を比較した。波高の高い図中Aの期間に着目すると、七北田川と阿武隈川の水位は潮位よりも20cm～40cm高い。それに対して名取川ではさほど水位上昇を示していない。全体的に見て、名取川はほぼ潮位と同じような変動を示し、阿武隈川は常に潮位よりも高い位置で変動している。名取川では2本の導流堤により安定した河口水深と河口砂州が維持されている。そのため河口前面における碎波が生じにくく、ほぼ潮位と同じ変動を示すと考えられる。阿武隈川では河口最狭部で砂州が発達し、河口前面にも土砂が堆積しており、そこで碎波を生じるものの、波高の増減に対応した水位変動は見られない。これは、その河川規模からして絶対的な流量が大きいので、常に高い位置で変動すると思われる。七北田川に関しては、左岸の導流堤は河口部の固定には役立つものの、漂砂抑制作用はなく、河口水深も浅いので、Aの期間で顕著な wave set-up を示している。wave set-up に関しては後に詳述する。

潮位変動に対して、七北田川河口内水位には振幅低減・位相のずれが見られる。特に干潮時において、河口内水位はT.P.0.0m程度までしか下がらない。これは河口部河積の減少による。潮汐流量評価の際、水位変動として外洋のそれを用いることが多いが、この方法によると中小河川においては潮汐流量を過大評価し、危険側の判断を下すことになる。

以上のように、河口水位の変動パターンは河口地形を反映したものであることが分かる。水理学的に解釈すれば、式(3)で明らかのように水深の減少により摩擦項が卓越し、これにより河口内水位波形が潮位波形に比べ極端に変形する（特に低潮時）という結果がもたらされる。この事実は、水位波形の観測値から河口地形を

推定出来る可能性を示唆している。河口地形測量に比べて水位の観測はきわめて安価であり、上記の様な「逆問題的アプローチ」は実務において有意義であると考えられる。

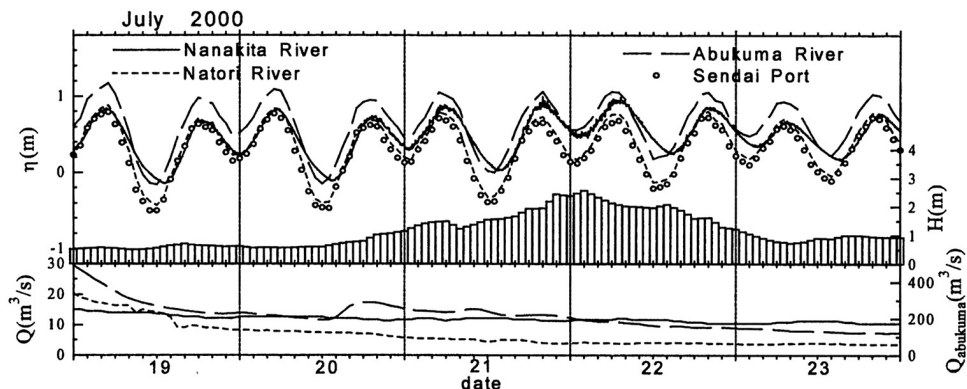


図-20 水位変動

(4) 河口閉塞

河口閉塞の前後においては河口内水位の極端な変化が見られ、前節に示した「逆問題」的手法により河口での地形変動過程を推定することが出来る。

七北田川においては洪水期には一般的に河口内に浅瀬が見られる。一例を写真-1に示した。点線はフロント部の位置を表す。この地形は中小河川に特有であり、大河川では見られないものと考えられる。中小河川においては洪水期に自己の固有流量がきわめて少ないため、河口より流入する流れは海へ流出するそれにほぼ匹敵する。このため、上げ潮時に上流へ向かうジェットにより砂が運ばれ、最狭部を過ぎたあたりに flood shoal と呼ばれる堆積地形を形成する。

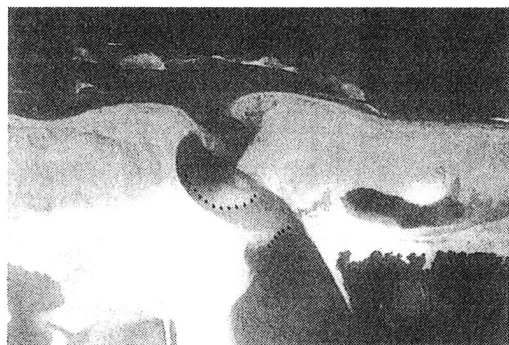


写真-1 洪水時の空中写真(1991年2月1日) 写真-2 河口閉塞時の空中写真(1988年12月23日)

閉塞が生じた際の空中写真を写真-2に示した。図-21は1994年10月から11月にかけて発生した河口閉塞前後の汀線であり、また、閉塞前後における河口内水位計データと、外洋の潮位変動との対応を図-22に示す。この閉塞を初めて現地で確認したのは11月6日であるが、図-22によればその前にすでに閉塞が進行していたことが分かる。図示した水位変動の直前に当たる9月30日には出水があった。このため、10月中旬まで河口内水位は潮位とほぼ同じ変動を示している。10月中旬から両者の位相のずれが顕著となり、10

月 28 日以降、水位変動が緩慢になっている。これは河口流水断面積の減少を反映したものである。そこで、閉塞前後の水位変動パターンの変化を定量的に把握するために、河口内水位の満潮時ピーク y_R と外洋潮位のピーク水位 y_0 との比およびその位相差 Δt を求めた。結果を図-23 に示す。10 月 31 日から 11 月 2 日にかけて y_R/y_0 は約 1.3 から 0.7 に急激に低減している。また、 Δt についても極端な増加が見られる。同図より、完全閉塞は 11 月 2 日に完了したものと判断される。なお、河口より 0.3km の位置には貞山堀と呼ばれる運河があり、その一端は 9km 南方の名取川と通じている。閉塞後、河川流はここを通じて海に注いだ。河口にみられる水位変動は運河を通じて名取川河口のそれが伝播したものである。なお、閉塞直前には水位の比が 1.0 を大きく越えているが、これは wave set-up によるものと判断された。詳細を次節に示す。

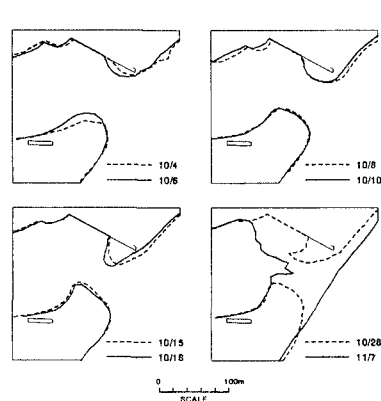


図-2 1 閉塞前後の地形変化

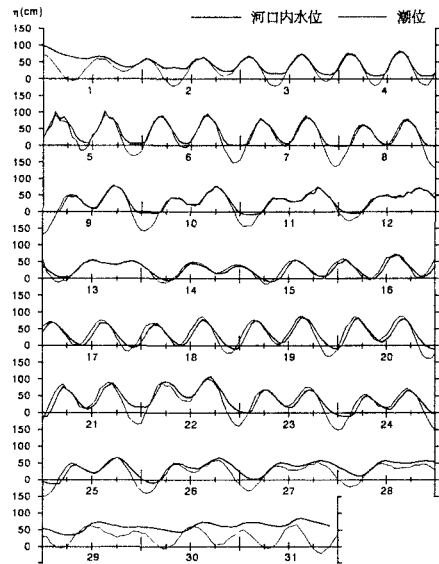


図-2 2 閉塞前後の水位変動

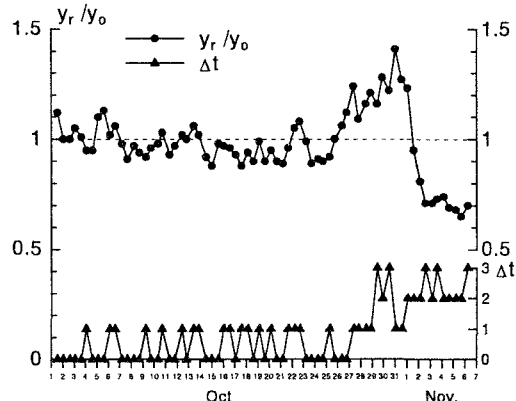
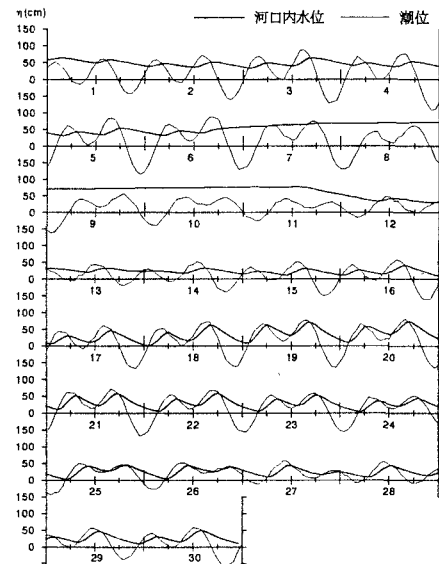


図-2 3 閉塞前後の水位比と位相差



(5) wave set-up

前節に示したように、七北田川においては wave set-up による河口内水位の上昇が顕著であり、河口地形変

化にも大きな影響を与えているものと考えられる。波により生じる河口内の水位上昇に関しては、山本(1978)により実験的な検討がなされているが、現地での報告例は見られない様である。これは、過去に多くの調査がなされた大河川では河積の大きいため、このような現象がみられないためであると考えられる。

図-24は過去の観測中で最大の河口内水位上昇量 66cm を記録した際の水位変動を示したものである。河口沖合い 4km 水深 20m の地点で観測された、この日の平均の有義波波高は 2.7m, 周期は 12.5 秒であった。図中には名取川河口での観測水位も示した。名取川河口水位は仙台港潮位にほぼ一致しており、七北田川河口内に見られた水位上昇が全く見られない。

図-25は set-up 量 $\Delta \eta$ とその時刻の沖波波高 H_0 との関係を示したものであり、水位上昇量が 10cm 以上程度のものを選んでプロットした。図より両者の間には明瞭な関係がみられる。図-26は合田(1975)にならい η/H_0 と沖波波形勾配 H_0/L_0 との関係を示したものである。図中には合田により得られた海滨勾配 1/20 および 1/50 での理論曲線も描いた。七北田川河口周辺海滨の平均勾配は 1/30 から 1/40 程度である。全般的に観測結果は曲線より小さい傾向を示し、平均で沖波波高の 1 割程度、最大で 2 割程度であることがわかる。七北田川河口での wave set-up がこのような海滨での観測値と比べて小さいのは、河口前面を浅くしている河口テラス地形が沿岸方向に有限な拡がりしかもっていないこと、河道内へ自由に水が浸入し、しかもそれが広い面積に拡がり得ること、といった境界条件の違いが影響しているのであろう。航空写真では河口前面およびその周辺で碎波状態に大きな違いのあることが認められないので、前者よりも後者の効果が大きいものと考えられる。

以上の様に、河口部における wave set-up 高さは、時には洪水時のせき上げ高さにも匹敵する大きさに達することもある。このため、海外においても同様な検討事例が見られる (Hanslow, and Nielsen, 1992; Hanslow et al., 1996; Santoso et al., 1998) もの、その実態は十分には明らかにされていない。

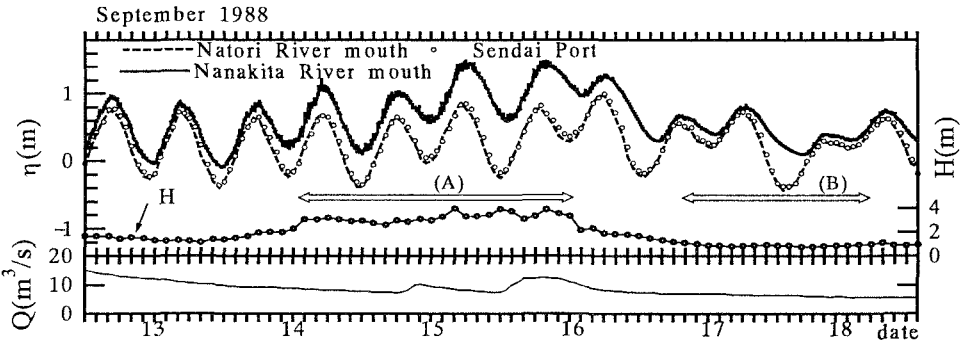


図-24 河口内水位・潮位・流量・波高の変化

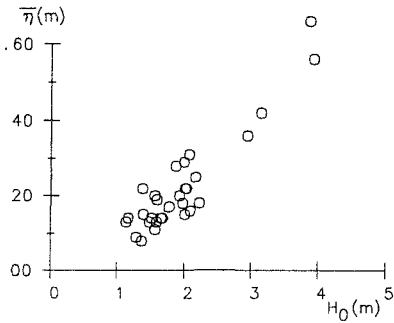


図-25 水位上昇量と波高の関係

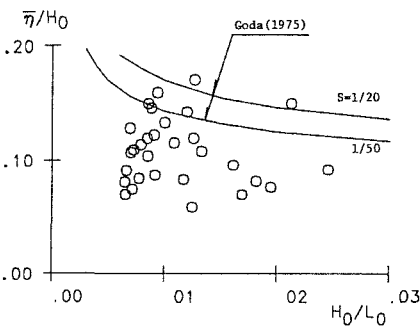


図-26 無次元化された水位上昇量と波形勾配との関係

(6) 河口砂州フラッシュ

洪水による河口砂州フラッシュが観察されたのは、1988 年 8 月 6 日から 7 日にかけておよび 1990 年 9 月 19 日から 20 日にかけてである。フラッシュ時の河口水位記録を図-27 および図-28 に示した。図中には河口から約 5km の福田大橋地点での水位、仙台新港での潮位、および河口より約 10km の岩切地点でのハイドログラフも示した。これらの図を見ると、福田大橋地点での水位ピークは流量のそれとほぼ同位相で発生しているのに対し、河口水位のピークはこれより 3～4 時間前に生じている。河口水位変動は潮位変動に近いものではあるものの、潮位に対して遅れを持っている。二つの出水時で、河口ピーク水位はほぼ等しい値を有し、ピーク値で一定水位が継続する点に特徴がある。一定水位を持続した後、河口水位は急激に減少する。これは、砂州上の越流と、砂州崩壊にともなう急激な水位低下に対応するものと考えられる。七北田川河口に形成される河口砂州の頂部の高さはほぼ T.P.+1.5m 程度であることを確認しているの、洪水初期には砂州上に水深数十 cm 程度の越流が生じ、3～4 時間程度で砂州のフラッシュが完了したものと考えられる。

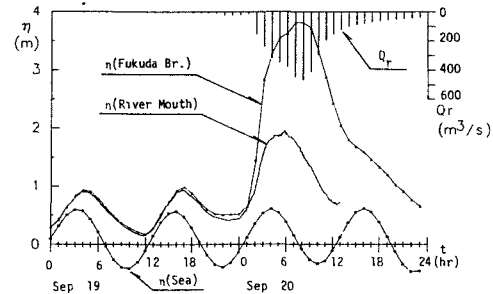
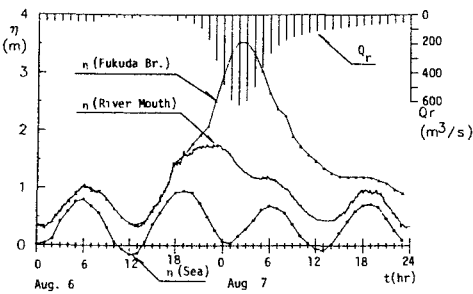


図-27 洪水時の水位記録(1989 年 8 月 6 日,7 日) 図-28 洪水時の水位記録(1990 年 9 月 19 日,20 日)

3. 3 尻別川

尻別川は北海道西部で日本海に注ぐ一級河川であり、流域面積 1,640km²、幹川流路延長 126km、河口での計画高水流量 3,200m³/s である。これまで述べた阿武隈川・七北田川に比べ、大きな相違点は潮汐の大小である。また、河口地形を支配する外力のうち、河川流量は融雪期に支配的で、一方、波浪は冬季に集中している。このように、二つ支配的な外力の卓越時期が比較的明瞭に分離されている。また、当河口においては、近傍の小高い山頂から 2 週間毎の斜め写真撮影がこの 21 年間にわたり継続的に行われており、長期的な地形変動データが蓄積されていることも特徴である。ここでは、Tanaka and Lee(2001)、Lee and Tanaka(2001)をもとに尻別川河口での河口地形変動特性・水理変動特性について述べる。図-29 に河口地形の概要を示した。

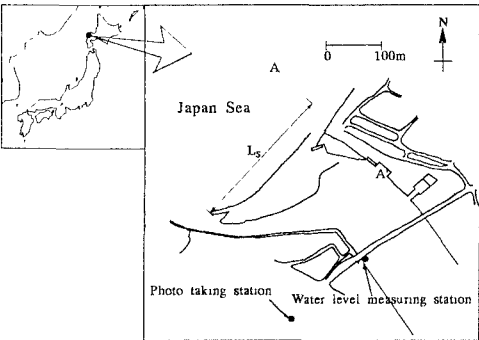


図-29 尻別川河口地形の概要

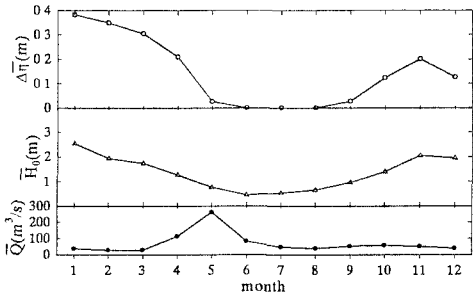
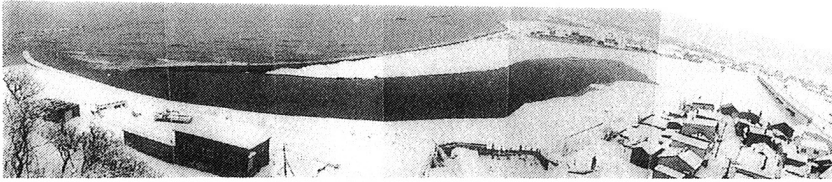


図-30 河口水位・波高・流量の月平均値(1996 年)

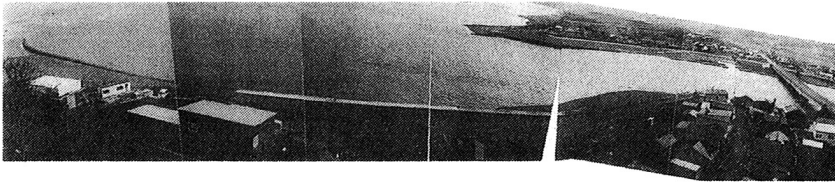
(1) 河口砂州の変動

まず、図-30に流量・波浪の月平均値 ($\bar{Q}, \bar{Q}$) の変動例を示す。最上段の $\Delta \bar{Q}$ については後述する。先に述べたように波浪と河川流量の支配的な時期が明瞭に分かれている。これ以外の年においてもこのような季節的な外力の変動が明らかであり、河口地形変動はこのような外力の特徴を反映したものになっている。

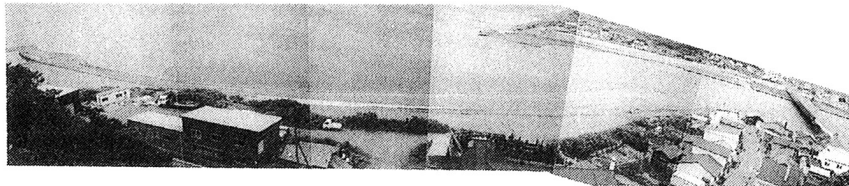
写真-3は斜め写真に見られる河川砂州の変動を示したものである。写真-3(a)では河口砂州の伸長が著しい。その後、融雪期の出水により砂州がフラッシュされる(写真-3(b))。6月以降融雪流量が減少しても砂州の回復は見られない(写真-3(c))。その後、秋季から冬季にかけて波浪が卓越するに従い、河口砂州の回復が観察される(写真-3(d),(e))。



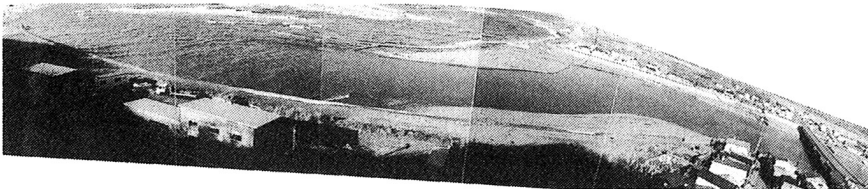
(a) 1996年1月6日



(b) 1996年5月5日



(c) 1996年8月8日



(d) 1996年11月8日



(e) 1996年12月24日

写真-3 尻別川河口地形の斜め写真

図-3 1 上段は、このような斜め写真から読みとった河口砂州長さの変化を示している。河口部の砂州は9月から徐々に発達を始めて3月まで成長し、その後4月から5月の間に融雪出水により砂州長さが100m程度にまで減少する。その変動パターンはきわめて規則的であり、同様な変動が毎年繰り返されている。このような規則的な変動は先に示した阿武隈川・七北田川では見られないものである(図-1 0 参照)。尻別川においては図-3 0 に示した外力の明瞭な周期性が、このような河口地形変動の周期性を生み出している。

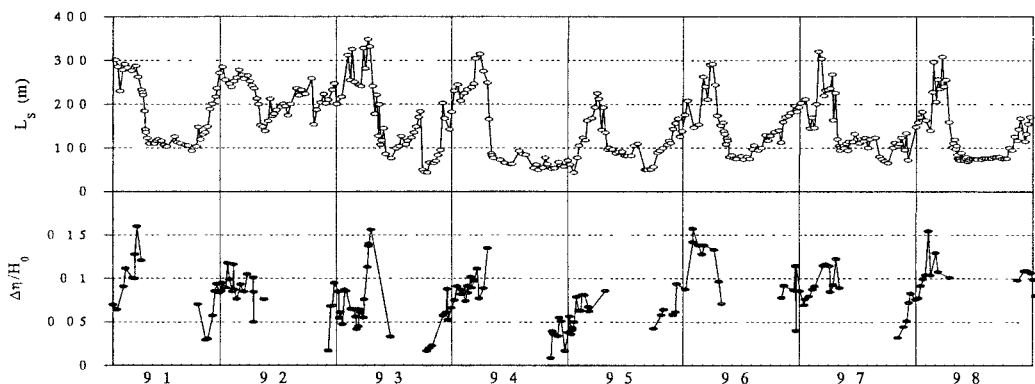


図-3 1 河口砂州長さ L_s と $\Delta\eta/H_0$ の変化

(2) 河口部での水位変動特性

図-3 0 の最上段 $\Delta\eta$ は、河口内水位上昇量(河口内水位-潮位)の月平均値である。これより、河口内の水位上昇量もやはり季節的な変動を見せるが、流量の増加による水位上昇は明瞭でない。むしろ、冬季の高波浪が河口水位上昇量と明瞭な相関を持っている。より詳細な関係を調べるために、1996年12月に観測された潮位 η_s ・河口水位 η_{RM} ・河口部での水位上昇量 $\Delta\eta$ 、波高 H_0 、流量 Q の変動特性を図-3 2 に示した。この期間には河口部の砂州が十分に成長している。図より、 $\Delta\eta$ と H_0 の変動のパターンは酷似している。これより、図-3 2 に見られた高波浪時の水位上昇は wave set-up によるものと判断される。また、図-3 0 に示された月平均値に見られる河口水位上昇も wave set-up によるものと結論できる。

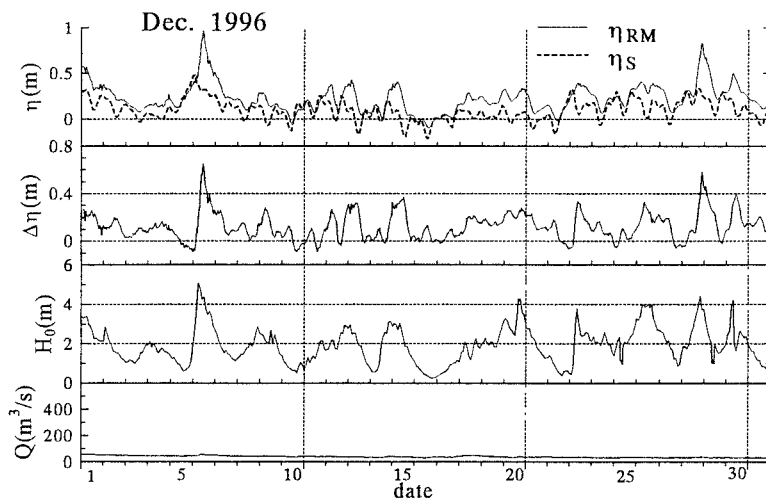


図-3 2 尻別川の河口水位変動(1996年12月)

(3) 砂州長さ L_s と無次元 set-up 高さ $\Delta\eta/H_0$ との関係

図-32と同様な解析を他の期間に対しても行い、高波浪イベント毎に無次元化した wave set-up 高さ $\Delta\eta/H_0$ を求めた。図-31下段に結果を示す。この変化は、上段の L_s の変動にきわめて良く対応したものになっている。砂州の伸長は河口が浅くなることを意味し、これが $\Delta\eta/H_0$ の増大をもたらしていると考えられる(図-33参照)。

図-34に示すように、砂州長さ L_s と wave set-up 高さの間に線形の関係式を当てはめることができる。他の河川においても同様な関係式を作成すれば、wave set-up 高さから河口部の地形変動を推定することができる。このように、波動型の河口の場合、ここに示した手法により河口地形データの不足を補うことができるものと期待される。

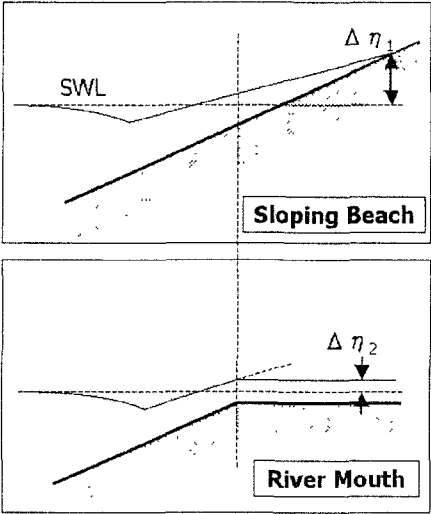


図-33 一様勾配海浜と河口での wave set-up

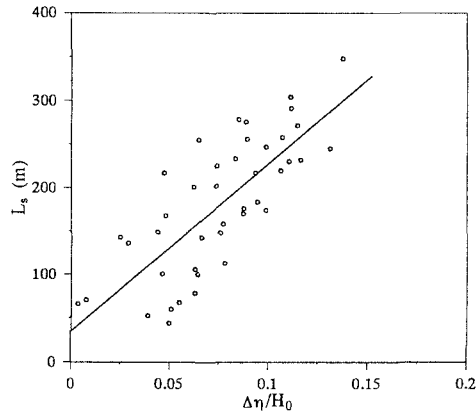


図-34 河口砂州長さ L_s と $\Delta\eta/H_0$

4. おわりに

本稿により河口現象のすべてを伝えられたとはもちろん考えていないが、河口現象の複雑さの一端を伝えられたのではないかと考えている。すでに文章中で何度も繰り返したが、統一された知見にもとづいて河口問題を論ずることはきわめて困難である。そのために、様々な河口における知見を集積し、さらにそれらを総合化する努力が不可欠である。本稿が、あらたな視点にもとづく、あるいはあらたなサイトを対象とした河口研究の契機になれば望外の喜びである。

最後に、本稿に示した現地資料の一部は、国土交通省東北地方整備局仙台工事事務所、同塩釜港湾空港工事事務所、国土交通省北海道開発局小樽開発建設部、宮城県仙台市土木事務所から提供を受けたものである。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 青田茂雄・首藤伸夫(1980): 河口断面積変化過程の数値モデル, 第 24 回水理講演会論文集, pp.203-208.
- 宇多高明(1980): 新しい海浜変形モデルによる河口砂州の変形予測, 土木学会論文報告集, 第 322 号, pp.77-87.
- 宇多高明・高橋 晃・水魔嘉幸・高木利光(1994): 人口リーフを用いた河口処理工の検討, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.506-510.
- 小川由信・藤田義治・首藤伸夫(1984): 河口断面・河口地形の変化について, 第 28 回水理講演会論文集, pp.129-135.
- 兜山博之・田中 仁・首藤伸夫(1994): 河口開口位置変化の予測モデル, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp.456-460.
- 吉川秀夫(1970): Estuary の水理, 1970 年水工学に関する夏期研修会, pp.18-1-18-31.
- 桑原直樹・田中 仁・佐藤勝弘・首藤伸夫(1995): 洪水時における河口地形変化の数値計算—格子間隔・浮遊砂・二次流の効果について—, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.596-600.
- 合田良実(1975): 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 3 号, pp.59-106.
- 近藤淑郎(1979): 感潮狭水路の水理, 1979 年水工学に関する夏期研修会講義集, pp.B-7-1-B-7-17.
- 佐藤昭二・庄子忠夫・田中則男(1966): 仙台湾沿岸の漂砂について, 第 13 回海岸工学講演会論文集, pp.176-182.
- 沢本正樹・首藤伸夫・谷口哲也(1987): 阿武隈川河口砂州の変形過程, 土木学会論文集, 第 387 号/II-8, pp.179-188.
- 沢本正樹(1991): 東北地方主要河川の比較河口学, 平成 2 年度科学研究費補助金(総合研究 A)研究成果報告書, 136pp.
- 沢本正樹(1998): 日本の河口, 平成 7~9 年度科学研究費補助金基盤研究(A)(1)研究成果報告書, 331pp.
- 榎木 亨・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.
- 榎木 亨(1991): 波と漂砂と構造物, 技報堂出版, 482pp.
- 清水琢三・横山博実・近藤浩右・籀木 宏・松原良夫(1985): 締切堤建設に伴う鮫川河口周辺の地形変化, 第 32 回海岸工学講演会論文集, pp.395-399.
- 首藤伸夫(1988): 砂の移動と地形, 「河口・沿岸域の生態学とエコテクノロジー」(栗原 康編), 東海大学出版会, pp.17-22.
- 須賀堯三(1972): 河口問題と現地調査, 1972 年水工学に関する夏期研修会講義集, pp.A-6-1-A-6-18.
- 須賀堯三・石川忠晴・灘岡和夫・田中 仁(1987): 河口前面テラスの形成とその消長, 土木学会論文集, 第 381 号/II-7, pp.227-230.
- 田中 仁(1995): 七北田川において観測された中小河川特有の河口現象, 土木学会論文集, 第 509 号/II-30, pp.169-181.
- 田中 仁(2001): 全日本比較河口学に基づく河口処理指針の総括, 平成 10~12 年度科学研究費補助金基盤研究(A)(1)研究成果報告書, 158pp.
- 富永康照(1966): 河口処理について, 1966 年度水工学に関する夏期研修会講義集, pp.12-1-12-26.
- 野村和正・宇多高明・因幡昭義・宮内利夫(1986): 阿武隈川河口砂州の変形について, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp.267-271.
- 真野 明・沢本正樹・長尾昌朋・富樫健一(1993): 阿武隈川河口砂州の変形特性, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp.486-490.
- 山本晃一(1978): 河口処理論〔I〕—主に河口砂州を持つ河川の場合—, 土木研究所資料, 第 1394 号, 223pp.
- 吉高益男(1968): 河口安定論, 1968 年水工学に関する夏期研修会講義集, pp.8-1-8-20.
- Cayocca, F. (2001): Long-term morphological modeling of tidal inlet: the Arcachon Basin, France, *Coastal Engineering*, Vol.42, pp.115-142.

- Hanslow, D. J. and Nielsen, P. (1992): Wave setup on beaches and in river entrances, *Proceedings of 23rd International Conference on Coastal Engineering*, pp.240-252.
- Hanslow, D. J., Nielsen, P. and Hibbert, K. (1996): Wave setup at river entrance, *Proceedings of 25th International Conference on Coastal Engineering*, pp.2244-2257.
- Jarret, J.T.(1976): Tidal prism-inlet relationship, *GITI Report*, Vol.3.
- Lee, H.S. and Tanaka, H. (2001): Water level variation and sand spit development at the Shiribetsu River Mouth, Japan, *Proceedings of 1st Asian and Pacific Coastal Engineering Conference*. (in press)
- Mehta, A.J. and Özsoy, E. (1978): Inlet Hydraulics, in *Stability of Tidal Inlets — Theory and Engineering* (Bruun, P. ed.), Elsevier, pp.83-161.
- Santoso, E., Hanslow, D., Nielsen, P. and Hibbert, K. (1998): Wave setup and other tidal anomalies in coastal rivers, *Proceedings of 26th International Conference on Coastal Engineering*, pp.720-731.
- Tanaka, H. and Lee, H.S. (2001): Relationship between river mouth morphology and wave set-up height at Shiribetsu River, Japan, *Proceedings of 2nd Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*. (in press)