

河口流出土砂の堆積特性及び数値計算

本 堂 亮*・泉 典 洋**・田 中 仁***

1. はじめに

河口部に形成されたテラスは時としてデルタへと成長していく。例えば掃流砂が卓越しており流軸上に堆積を生じるような場合、当初中心軸上に位置していた流軸は土砂堆積による流速逓減効果によって、中心軸上から左右いずれかにずれる。この流軸の首振り現象は堆積域を放射状に順次変化させ、円弧状をしたファンデルタを出現させることになる。一方それに対し、自然堤防のような堆積が流軸の両側に生じる場合、流軸は固定され、安定的に形成された自然堤防によって河口部は沖側に伸び、ミシシッピ川に見られるようなミシシッピデルタが形成されることになる。またデルタ形成過程において、当初ミシシッピタイプのデルタが形成されたとしても、水理条件の変化、例えば水深や河川流量の減少等によって河道中央に堆積が生じ始め、後にファンデルタ型の堆積傾向に変わり河道の分岐現象に移行する場合もある。このような相違は伊達ら (1997) により述べられている。

このように河口デルタは河川流や波浪等の外力条件だけでなく、沖合の地形、気候、植生等も含めた自然環境によって様々であるが、その形成プロセスを決定する要因については未だ不明な点が多い。本研究は河口デルタの形成機構解明の第一歩として、海に面している河口部に比べ波・潮汐及び海浜流の影響が十分小さいと考えられる、湖に流入する河川の河口デルタに注目した。

本研究で研究対象として取り上げた河川は、青森県十三湖に流入している岩水川、北海道網走湖に流入する網走川、福島県猪苗代湖に流入する長瀬川である。各々の河口部底面土砂堆積形状の特徴を明らかにするためにまず、数値計算による固定床及び移動床モデルを提案・構築し、様々な条件の下で伊達ら (1997) により行われた堆積模型実験と比較することで数値モデルの妥当性・再現性を検討する。さらに様々な条件の下で土砂堆積形状に表れる差違を検討する目的のもと研究を行っている。

2. 実測方法及び実測結果

(1) 実測方法

岩木川河口部実測 1998 年 10 月 17 日及び 19 日の 2 日間に分けて光波測距機能付トランシットを用いて行った。河口部は分岐をしており、そのうち広い川幅を有する西側河口部は水深が深いため水深が浅く、実測を広範囲で行える東側河口部の底面形状を現地観測した (図-1)。

一方長瀬川河口部実測は 1999 年 12 月 7 日及び 20 日

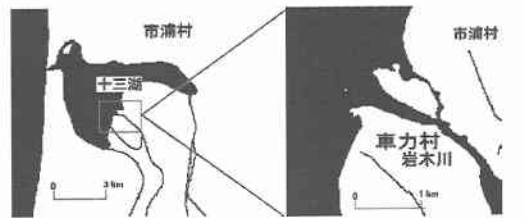


図-1 岩木川河口部の概要

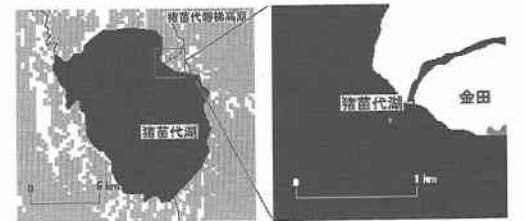


図-2 長瀬川河口部の概要

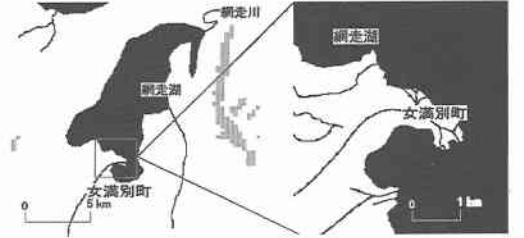


図-3 網走川河口部の概要

* 正会員 工修 日本鉄道建設公団関東支社
** 正会員 工博 アジア工科大学助教授 土木工学科
*** 正会員 工博 東北大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻

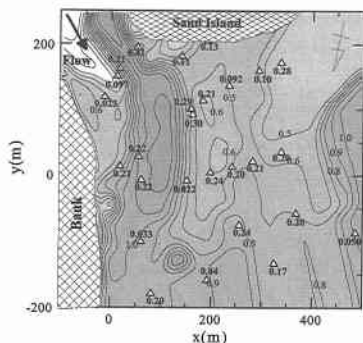


図-4 岩木川河口部底面形状コンタ

の2回にわけて、同様に光波を用いて行った(図-2)。

網走川河口部について、現在河口部は主に2本に分岐しているが、より土砂供給が高いと思われる西側の河口部について現地観測を行っている。(図-3)。なお観測結果の一部はすでに伊達ら(1998)により報告されている。

(2) 岩木川河口部地形

図-4に実測による岩木川河口部底面形状コンタを示す。底面形状図を作成する際、実測を行った時間内は十三湖は波が穏やかであり、湖水面の変動はほとんど見られなかったもので、潮位補正等の処理は行っていない。コンタ上の数値はそれぞれ現地観測時の水深である。図-4より、岩木川河口部は両岸前面に堆積しているのでミシシッピ型デルタを形成していることが分かる。岩木川の分岐した2本の主流域にはみお筋(図-4の色の濃い部分)が確認でき、最深部の水深は測定することは出来なかったがおそらく水深3~4mほどあると考えられる。また、砂州前面及び河川流の流軸の両側に砂が堆積しており、特にみお筋近辺は起伏していることが分かる。このテラス域の水深は0.3~1.0mほどである。

図-4の△は、底面土砂採取場所での粒度分析結果である。これらより、岩木川河口部における底面土砂の粒径は場所によってある程度異なっていることが分かる。河口テラスの中央部にいくにつれて、50%粒径は小さくなっている。また、水深が浅くなるにつれて、粒径が細かくなっていることが分かる。同じ水深の底面土砂採取場所で粒径を比較すると、ほぼ同程度の値になっているが、一般のデルタ地形に見られるような河口部から距離が遠くなるに従って底面土砂の粒径が細かくなるような分布にはなっていない。

(3) 網走川河口部地形

図-5に観測により得られた底面形状を示す。図より網走川は河口部近傍で左方向に湾曲していることが分かる。このため河口部においては右岸から20mのところまでが2m以上の最深部となっており、それより左岸側は1m以下の浅瀬となっている。湾曲と最深部の偏寄に

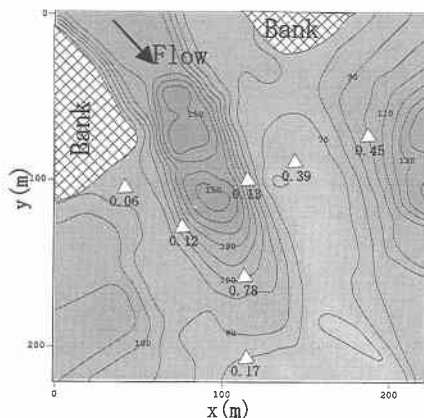


図-5 網走川河口部底面形状コンタ

よって流軸も右岸より10m程度のところに偏寄している。また図より、流軸の両側には自然堤防のような堆積が生じている様子が分かる。これは地質学・地形学の分野でsubaqueous leveeと呼ばれる堆積地形であり、これが発達して水面上に現れるとsubaerial leveeと呼ばれる堆積地形となる(Davis, 1982)。

図-5の△は、底面土砂採取場所での粒度分析結果である。総じて粒径は小さい値となっているが、その分布は場所によって大きく異なる。流軸の両側のsubaqueous leveesを構成する地点の砂は非常に粒径が小さいのに対し、流軸の地点では比較的粒径が大きくなっている。また流軸上さらに遠方の地点では流軸上の点よりさらに粒径が小さくなっているという特徴がある。

(4) 長瀬川河口部地形

図-6に実測による長瀬川河口部底面形状コンタを示す。コンタ上の数値はそれぞれ現地観測時の水深である。図-6より河口部底面形状はファンデルタの形状を呈していることが分かる。長瀬川においてもみお筋(流軸上の色の濃い部分)が確認できた。また、左岸沖合には幅10m、長さ100mあまりの砂州が形成されており、堆積傾向は左岸側に偏寄していたが、これは実測地点の波向きが常に南西からの波面きとなっているため、このような堆積形状になっていると思われる。このテラス域の水深は0.3~1.0mほどである。

図-6の△は、底面土砂採取場所での粒度分析結果である。これらより、長瀬川河口部における底面土砂の粒径は場所によってある程度異なっていることが分かる。岩木川と同様、河口テラスの中央部にいくにつれて、50%粒径は小さくなっており、水深が浅くなるにつれて粒径が細かくなっていることが分かる。しかし左岸前面砂州上の砂の50%粒径は0.66mmと大きい値になっていた。

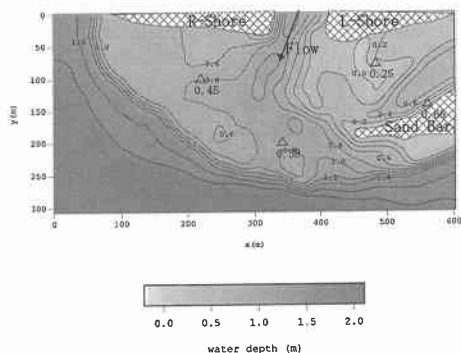


図-6 長瀬川河口部底面形状コンタ

3. 数値計算

(1) 計算条件

伊達ら (1997) が行った堆積モデルの模型実験を数値計算で再現し、様々な条件下で数値計算の有効性、再現性を検討するとともに、河床勾配、沖合の底面勾配、掃流砂・浮遊砂の粒径、河川流量を様々変化させることで堆積形状にどのような差違が見られるかを検証する。計算領域を図-7に示す。図中左の導流部より給水及び給砂を行い、10%勾配を有する沖合に堆積する土砂底面形状を比較する。

(2) 流れの支配方程式

支配方程式として、次式で表される連続式及び浅水流方程式で用いる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial (uD)}{\partial x} + \frac{\partial (vD)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_x}{\rho D} \\ - \varepsilon_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \varepsilon_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_y}{\rho D} \\ - \varepsilon_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \varepsilon_y \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

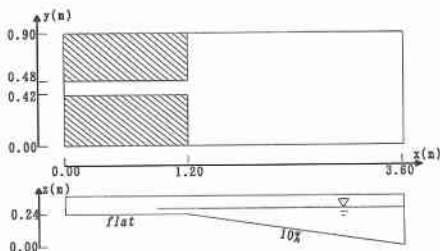


図-7 計算領域

(1) 式が連続の式, (2), (3) 式がそれぞれ x 方向, y 方向の運動の式であり, 各々の変数は, u, v : 流速, η : 水位, D : 全水深, τ_x, τ_y : 底面せん断力, $\varepsilon_x, \varepsilon_y$: 運動量拡散係数である。運動量拡散係数がどの程度になるかについては様々な乱流モデルが存在するが, ここでは最も簡単に $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ は等しいとし次式を用いている。

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = Ku^*D \quad (4)$$

ここで K は係数であり, 数値計算による流速分布と模型実験結果から得られた流速分布を比較することにより決定し, ここでは $K=0.6$ という値を用いている。

底面せん断力 τ は Manning 則を用いて次式で表すことができる。

$$\tau = \rho g n^2 \frac{u^2 + v^2}{D^{1/3}} \quad (5)$$

ここで n は Manning の粗度係数である。

(3) 流砂の計算

流れ場の計算を行った後, その流れに対する底面摩擦力から流砂量を求め, 得られた結果から地盤高を求める。掃流砂量公式は次の MPM 公式 (Mayer-Peter and Müller, 1948) を用いている。

$$q_b = 8(\tau^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} (\rho s g d_s)^{1/2} d_s \quad (6)$$

ここで τ^* は Shields 数, τ_{cr}^* は限界 Shields 数, d_s は砂の粒径, s は砂の水中比重である。また通常, デルタ前面部の斜面は急な勾配を有するので, これを再現するには, 砂移動に対する重力の効果を考慮する必要がある。そこで (6) 式により算出される (q_{bx}, q_{by}) に対して次式のような手法 (渡辺ら, 1984) を用いて実際の砂移動量 (q'_{bx}, q'_{by}) を求めている。

$$\begin{aligned} q'_{bx} &= q_{bx} - \varepsilon_s |q_{bx}| \frac{\partial h_z}{\partial x} \\ q'_{by} &= q_{by} - \varepsilon_s |q_{by}| \frac{\partial h_z}{\partial y} \end{aligned} \quad (7)$$

ここで h_z は基準面からの砂面の高さ, ε_s は係数であり 30.0 を採用する。

(4) 浮遊砂量の計算

模型実験に用いた砂の粒径は 0.01~0.1 mm と非常に小さい値であり, よって流砂量計算に浮遊砂を導入する。浮遊砂による水深変化は浮遊砂の濃度に寄与する砂の浮上 flux と沈降 flux との差 Q_s によって生ずるものとして, 次のように表す (樫木ら, 1984)。

$$\begin{aligned} Q_s &= D_s - E_s \\ &= \frac{w_0^2}{\varepsilon_s} \bar{C} - 0.001 \tau^{*2} R_f^2 w_0 \end{aligned} \quad (8)$$

D_s は沈降による堆積量, E_s は底面からの拡散量及び, つ

まり侵食量(巻き上げ量)を表している。また w_0 は砂の沈降速度, $\bar{C}$ は水深方向に積分した浮遊砂濃度, $R_f = w_0 / \sqrt{sgd_s}$ は無次元沈降速度を表している。さらに ε_z は鉛直方向の浮遊砂の拡散係数であり次式で表されると仮定した。

$$\varepsilon_z = 0.1ng^{1/2}uD^{5/6} \dots\dots\dots (9)$$

これらの式を Leap・Frog 法(後藤・小川, 1982)により差分化し, 流れの数値計算を行い, 実験と同様の流れ及び土砂堆積形状が得られるかを検討する。

4. 計算結果及び考察

(1) 模型実験結果と計算結果の比較

図-8に実験結果と計算結果の比較図を示す。計算条件は実験と同様で, 流下方向流速 $v = 0.296$ m/s, 給砂する土砂粒径 $d_s = 0.01$ mm を用いる。2つの間には堆積量に若干の差が生じてしまっており, これは浮遊砂量評価方法を改善することで, 実験結果に近い値を得ることが出来るであろう。しかし堆積の傾向については概ね良好な結果を得ることが出来たと考える。よって今回提案・構築した堆積モデルは妥当性, 再現性を十分に満たすものであると考えることが出来る。

(2) 勾配による堆積形状の違い

沖合の勾配を変化させ堆積形状を比較考察する。図-9に比較グラフを示す。堆積のピーク値は勾配の増加に伴って増大の傾向にあることが見て取れる。つまり勾配の増加は流速の低下と結びつくものであるため, 沖合勾配が大きい場合は河口部近辺に土砂が沈降・堆積しやすく, その後も底面せん断力が小さいためいったん堆積した土砂は掃流されにくくなる。また流れの非定常性により流れは左右に振れ, それに伴い堆積域も左右に偏寄している様子が伺える。

(3) 砂の粒径による堆積形状の違い

図-10に砂の粒径を 0.01 mm, 0.06 mm, 0.3 mm に変化させた場合の堆積形状の違いを示す。砂の粒径が小さい($d_s = 0.05$ mm)場合, 流軸上は侵食傾向にあり, 流軸の両側に若干の堆積傾向が見られることが見て取れ, これはミシシッピ型のデルタと類似している。つまり浮遊砂が卓越していると考えることが出来る。一方粒径が 0.1 mm, 0.3 mm の場合はどちらも堆積傾向にあるが, 0.3 mm の方が横断方向の堆積幅が若干広がっていることが分かり, 粒径の増加に伴い掃流砂卓越の傾向に推移していくことが分かる。

(4) 実河川と数値モデルとの対応

堆積特性を評価する無次元パラメータを用いて, 算出している数値実験の各々の計算結果と本研究で取り上げた3河川について堆積形状の特性との対応を試みる。

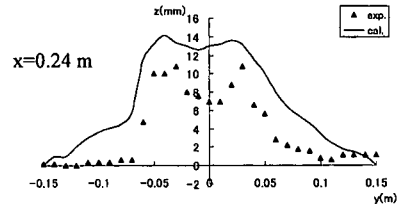


図-8 実験と計算の堆積形状比較

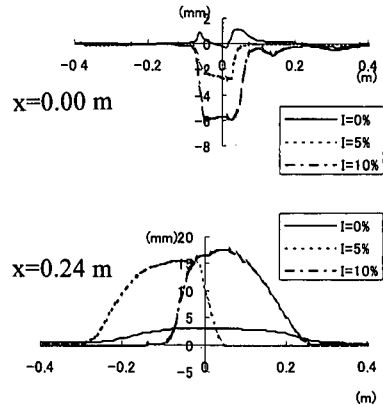


図-9 勾配による堆積横断形状の違い

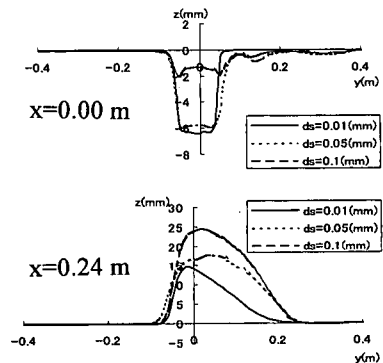


図-10 粒径による堆積横断形状の違い

掃流砂と浮遊砂のどちらが支配的なのかを評価するにあたり, 無次元パラメータ M_D を用いる(伊達ら, 1997)。パラメータ M_D は次のようにあらわせる。

$$M_D = 0.000125 \frac{v h_m^{1/6}}{\sqrt{g n^2} w_0 d_s} \dots\dots\dots (10)$$

ここで v : 河口部流下方向流速, h_m : 河口部の水深である。 M_D が大きいほど浮遊砂が支配的であり, 小さいほど掃流砂が支配的であることを示している。また砂の粒径が大きくなると同時に砂の沈降速度も増加するため, M_D は砂の粒径に強く依存するパラメータである。本研究で行った計算条件のうち 11 ケースについてプロットした

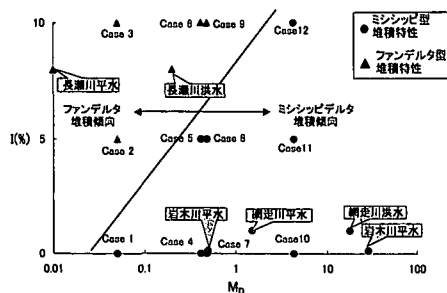


図-11 計算結果及び三河川の堆積特性の区分

ものを図-11に示す。それぞれ横軸が無次元パラメータ M_D であり、縦軸は沖合勾配1%である。同時に本研究で取り上げている三河川についても同様に無次元パラメータの値を算出し平水流量及び洪水流量の場合を示している。ここで示した11ケースの計算結果はそれぞれミシシッピデルタ型堆積傾向及びファンデルタ型堆積傾向いずれかを示しているが、二つの堆積特性の境界線を引くとおおよそ図-11中のような線が引ける。岩木川及び網走川は境界線からミシシッピ型デルタ側への偏差が大きいことから平水時、洪水時に問わずミシシッピ型の堆積特性を示すことが推察できる。一方長瀬川は平水時には境界線からファンデルタ側への偏差が大きいことから、ファンデルタ型堆積特性であることが分かる。しかし長瀬川の洪水時流量に注目すると、ほぼ境界線の近辺に位置することが分かり、よって洪水時は掃流砂及び浮遊砂どちらが卓越しているというわけではなく、ファンデルタとミシシッピデルタの中間のような堆積特性にあると推測される。

5. まとめ

ミシシッピ型デルタを有する岩木川河口部及び網走川河口部、ファンデルタを有する長瀬川河口部それぞれの底面土砂堆積形状の特性を明らかにすることが出来た。平均粒径は岩木川で約0.1 (mm) なのに対して、長瀬川では約0.5 (mm) と大きいものであるという観測結果が得られた。また無次元パラメータ M_D 及び沖合勾配 I を採用して境界線を得ることで、実際の河川に対してある程度の堆積予測が可能となった。

謝辞：本研究に対して文部省科学研究費の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

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, 東北大学工学部土木工学科, pp. 1-18.
- 伊達政直・泉 典洋・田中 仁 (1997): 掃流砂・浮遊砂の流出に伴う河口テラスの初期堆積機構, 海岸工学論文集, 第44巻, pp. 591-595.
- 伊達政直・泉 典洋・田中 仁 (1998): 網走川河口部の土砂堆積現象, 水工学論文集, 第42巻, pp. 1129-1134.
- 樺木 亨・李 宗燮・出口一郎 (1984): 河口周辺の海浜流及び地形変動モデルに関する研究, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 411-415.
- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・樫山 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.
- Davis, R. A. Jr. (1982): Depositional systems, Prentice Hall, New Jersey, 231 p.
- Mayer-Peter, E. and Müller, R. (1948): Formulas for bedload transport, Proc. IAHR Meeting pp. 39-64.