

河口砂州の崩壊と崩壊土砂の海域での堆積に関する研究

千 受 京*・出口 一郎**・石川 裕 夏***

1. はじめに

河川からの土砂輸送力となる河川流量の季節変動と海域での漂砂移動の外力となる波・流れの変動によって河口部の海浜地形は常に変動する。特に河口砂州の消長は、海岸域の土砂収支に大きな影響を及ぼしていると考えられる。河口砂州の伸延によって生じる河口閉塞は洪水氾濫、舟運困難、魚の遡上困難などの問題を引き起こす。このような問題を解決するために、導流堤等の河口処理工の設置あるいは砂州の強制的な掘削、浚渫が行われてきた。しかし、このような河口処理工は河口周辺の漂砂移動の連続性を乱し、2 次的な海岸侵食を引き起こす場合が多い。砂州の人工開削あるいは浚渫は一時的には有効となるが、その効果は持続しない。

一方、河口砂州は河道内への波浪の侵入や塩水の河道内への進入を防止すると同時に海域への土砂供給の貯砂源としての役割を果たしている。

近年は洪水などの出水時に、河道内に大きな水位上昇が生ずる以前に砂州の自然崩壊が発生し、流水断面積が確保できる場合には砂州の存在を許容するような河道計画が検討されている。すなわち河口砂州の持つ防災上の役割を生かす方向で河口地形変化を検討する必要性が生じてきた。そのためには砂州の崩壊形態とその機構、崩壊限界流量、等に対する詳細な検討が必要である。

本研究は河口砂州の存在を許容する観点から、河口・河道計画を立てる際の検討事項となる洪水時の河口砂州の崩壊機構と崩壊土砂の海域への輸送・堆積過程に及ぼす河川流量特性(流量, 流量増加率), 波浪及び砂州形状の影響を平面移動床実験を行うことによって検討し, 砂州の過程を再現できる数値モデルを構築し, 実験結果と比較検討することにより, 数値モデルの妥当性を検証したものである。

2. 河口砂州の崩壊実験

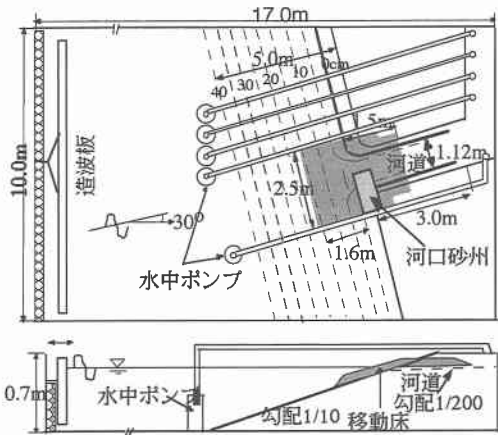
(1) 実験装置と諸元

現地資料調査から、洪水の継続時間、流量増加率、砂州高、開口幅、波浪などの因子が砂州崩壊過程に大きく影響することに着目し、河口砂州崩壊機構と崩壊土砂の海域への輸送・堆積機構について定量的に検討するために水理実験を行った。

実験に用いた平面水槽は、幅 10 m, 長さ 20 m, 高さ 0.6 m で、水槽内に海浜勾配 1/10, 河床勾配 1/200 となる幅 112 cm の河道を含む河口周辺の岸沖方向 3.1 m と沿岸方向 2.5 m の領域を中央粒径 0.4 mm の砂を 6 cm の厚さで均一に敷いて移動床とした。図一1 に実験水槽と模型河口周辺地形の概略を示す。

河口砂州の諸元は河口砂州の縦断方向の幅が 50 cm, 砂州下流部の勾配を 1/2, 砂州上流側の勾配を 1/5, 砂州の横断方向の砂州頂部は平坦にして河道部の側岸は 1/2 の勾配とした。水面上に露出する河口砂州の形状は長方形とした。

実験の対象とした河川流は、容量 2~3 l/s の 5 台の水中ポンプを順次稼働させることによって、継続時間が 4 分 (流量増加率 0.2 l/s² 及び 0.4 l/s²) 及び 31 分 (流量増加率 0.02 l/s² 及び 0.04 l/s²) の 4 種類の模擬洪水と



図一1 実験水槽と模型河道

* 正会員 工博 東洋建設(株)鳴尾研究所研究員
** 正会員 工博 大阪大学大学院工学研究科助教授
*** 正会員 工修 鹿島建設(株)

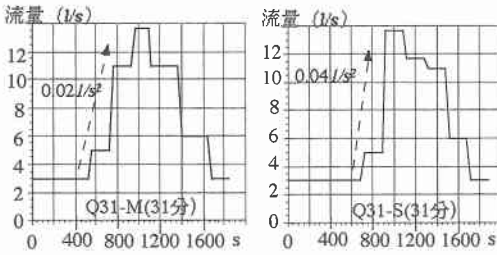


図-2 実験で与えた模擬洪水流量時間変化

表-1 実験ケース

CASE	砂州高 (cm)	開口幅 (cm)	砂州位置, 形状	河川流量 時間変化	波浪
OS 1	5	40	左岸, 長方形	Q 4-M(4分)	無し
OS 2	5	40	左岸, 長方形	Q 4-S(4分)	無し
OS 3	3	40	左岸, 長方形	Q 4-S(4分)	無し
OS 4	3	40	左岸, 長方形	Q 31-S(31分)	無し
OS 5	3	40	左岸, 長方形	Q 31-M(31分)	無し
OS 6	5	40	左岸, 長方形	Q 31-M(31分)	無し
OS 7	5	40	左岸, 長方形	Q 31-S(31分)	無し
OS 8	3	60	左岸, 長方形	Q 31-S(31分)	無し
WOS 5	3	40	右岸, 長方形	Q 31-M(31分)	$H_0=5\text{ cm}$ $T=0.8\text{ s}$

して発生させた。なお、いずれも最大流量は13.7 l/sである。このほか、模擬洪水と斜め入射する波高5 cm, 周期0.8 sの波浪が同時に作用する場合の検討も行った。

図-2に継続時間の長い模擬洪水の流量変化を、表-1に実験ケースを示す。

(2) 実験方法

実験は、まず水槽内に河口砂州を含む初期地形を作成した後初期地形を測定し、所定の河川流量及び波浪を入射させ、洪水終了後の地形の測定を行った。地形の測定は、図-3に示す移動床領域に沿岸方向に20 cm間隔で設けた11測線において、岸沖方向に5 cm間隔で汀線から水深16 cmの地点まで測定した。また横断方向の断面については砂州下流側の汀線より20 cm上流に設けた測線12において初期地形と最終地形を5 cm間隔で測定した。断面変化の測定は光学式連続砂面計によって行った。

水位の測定は図-3のP1～P5の5つの測点容量式波高計を用いて行った。河道上流部の測点P1および開口部近傍の測点P2での水位をそれぞれ河道上流部の水位と河口水位とした。測点P3の水位を河口前面の水位、測点P4の水位を河口砂州前面の水位、測点P5の水位を海域水位とした。なお、波と河川流の同時作用のケースWOS5では碎波による水位上昇は測点P3および

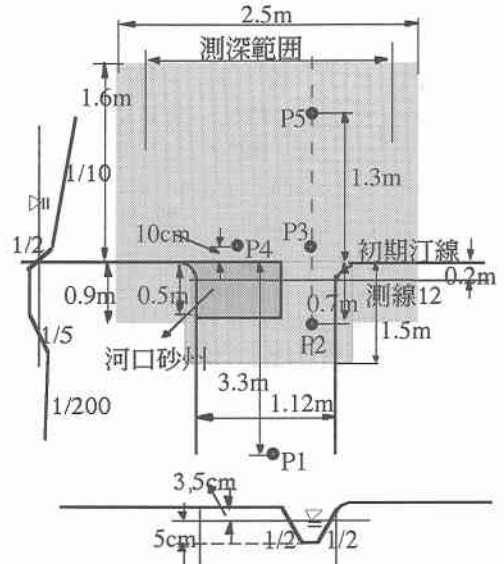


図-3 測深範囲と水位測定点

P4の水位で検討した。

また、河道の鉛直上に測定用のテーブルを設置し、その上にビデオカメラをセットし、流量の供給と同時に河口砂州の周辺を撮影した。これを参考にして河口砂州周辺の地形変化、特に越流状況、河積幅の拡大などを詳細に検討した。

河口周辺の流況は、投入したトレーサの移動のビデオ解析で把握すると同時に図-3に示す水位測点P2では水平方向2成分電磁流速計によって流速の時間変動の測定を行った。

3. 実験結果

(1) 実験で得られた砂州崩壊形態

表-1に示す9ケースの崩壊実験で出現した砂州の崩壊形態は、砂州高さが低い場合は模擬洪水の時間変化に関わらず全て砂州上の越流が生じ、側岸侵食と越流による侵食で砂州が大規模に崩壊した。砂州高さが高い場合は、主として側岸侵食によって砂州が崩壊したが、継続時間が長く流量増加率の大きい模擬洪水のケースOS7の場合は、部分的な越流が発生した。

洪水に伴って水位と流量が増加する過程で、側岸侵食で充分に流水断面積が確保されないような場合には、砂州上流側の水位上昇量と砂州高さの相対的な高さの関係で越流が生ずるかどうか決まる。流量増加率が大きい場合(OS7)は、流量増加率の小さい場合(OS6)に比べて流水断面積の拡大速度よりも水位上昇速度が速く、越流が発生したと思われる。

継続時間が短い場合(OS1及びOS2)は模擬洪水の継

続時間が短い砂州上流側での水位上昇が越流限界まで達しなかった。越流崩壊の発生如何に関わらず河床洗掘は微弱であった。

波浪と模擬洪水を同時に作用させた場合 (WOS 5) においては、沿岸漂砂の上手側に模型砂州を設置したが、この場合も砂州高さが低いため越流は生ずるが、上流からの沿岸漂砂の供給により砂州の崩壊規模は波浪が存在しない場合より小さい。

(2) 崩壊土砂の海域での堆積形状

典型的な越流崩壊と側岸侵食による崩壊が生じたケース OS 6 及び OS 5 について、崩壊形状と海域での堆積形状の比較を行う。図-4, 5 は両ケースの初期地形と模擬洪水終了後に測定された最終地形の水深差をとった全領域の堆積、侵食パターンを表したものである。横軸は河道の中心を 0 とした沿岸方向距離を、縦軸は初期地形の汀線を 0 とした岸沖方向の距離を示す。図中の太線は初期地形の汀線を、実線の等深線は侵食 (+) を、点線の等深線は堆積 (-) を表す。

図-4 に示す越流崩壊が生じたケース OS 6 では、左岸側砂州がほぼ完全に崩壊すると同時に右岸が側岸侵食によって侵食され、侵食された土砂が海域に輸送され三角形のテラスを形成している。顕著な堆積域は初期汀線から 1.3 m 沖にまで及ぶ。テラスの左岸側斜面には比較的大きな堆積域が形成されているが、これは後述するように流出流が右岸側に偏流するためである。

図-5 は砂州高さが高く側岸侵食による砂州の部分崩壊が生じた場合で、左岸側の砂州は完全には崩壊せず側岸侵食による右岸侵食が大きい。侵食された土砂の海域での堆積形状は図-4 の越流崩壊時よりも汀線方向の広がり狭く、より沖にまで及ぶ。

開口部が広い場合 (OS 8) においても、砂州高さが低いため越流崩壊が生じた。しかし、模擬洪水発生以前でも流水断面積がある程度確保されていることから、右岸の側岸侵食量は小さい。また、流出流の右岸への偏流も顕著でないことから侵食土砂の海域での堆積も大きく右岸側に偏ることではない。

波浪が存在する場合 (WOS 5) は、波浪が堆積型であること及び河口周辺における平均水位上昇によって流出流の流勢が弱められることより、堆積域も沖側に広範に広がらない。

4. 河口砂州崩壊過程の数値計算

(1) 計算手法

先に述べたようにすでに河口砂州崩壊の数値モデルがいくつか開発されている (例えば佐藤・首藤, 1992, 桑原・田中, 1996)。しかし、崩壊時の越流状況、および側岸、河床侵食などの崩壊形態と水理量 (例えば流量時系

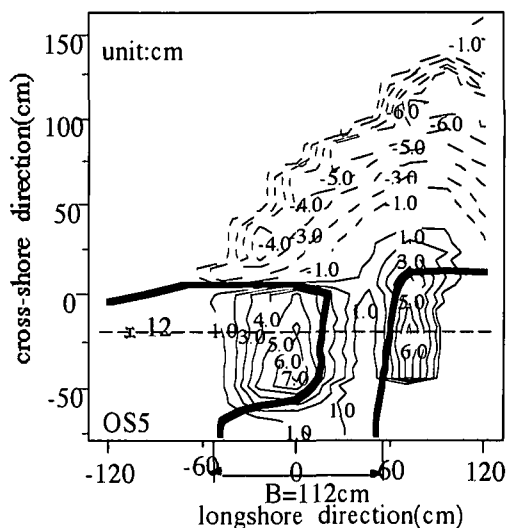


図-4 越流崩壊発生時の水深変化 (OS 5)

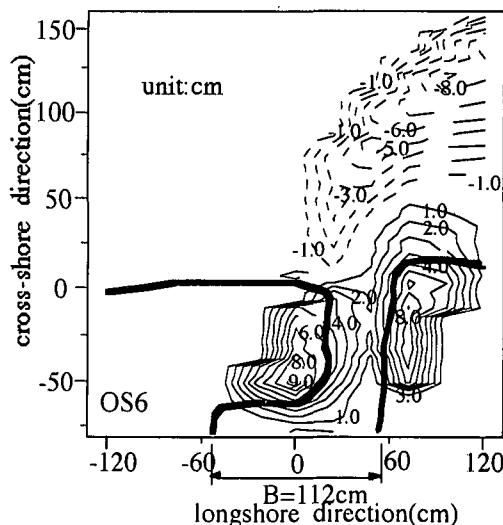


図-5 側岸侵食による砂州崩壊時の水深変化 (OS 6)

列) や砂州形状の関係と海域での堆積形状を解析的に検討するには至っていない。

ここでは、3. で述べた河口砂州崩壊実験で得られた河口砂州の崩壊と崩壊砂の海域での堆積地形 (テラス) 形成を計算する数値モデルを構築し、それぞれのケースにおける砂州崩壊および堆積地形の形成過程を計算し、実験結果との比較を通して数値モデルの妥当性を検討した。ただし、波の影響は考慮しない。

流れの計算は、radiation stress 項を除いた海浜流の基礎式を ADI 法で差分化し、数値解を求めた。ただし、河川流量の時間変化は、実験で測定された水位と流速の時間変化を河川上流側の境界条件として与えることによ

て再現した。汀線平行方向に y 軸，法線方向沖向きに x 軸を取った座標系で，流れの計算に用いた基礎式は，次の通りである。

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{ U(h + \bar{\eta}) \} - \frac{\partial}{\partial y} \{ V(h + \bar{\eta}) \} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} \\ &= -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} - \frac{\bar{\tau}_{bx}}{\rho(h + \bar{\eta})} + k_{xx} \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + k_{xy} \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} \\ &= -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} - \frac{\bar{\tau}_{by}}{\rho(h + \bar{\eta})} + k_{yx} \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + k_{yy} \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \quad (3) \end{aligned}$$

ここに， h は水深， U ， V は x ， y 軸方向の水深・時間平均流速， k_{xx} ， k_{xy} ， k_{yy} ， k_{yx} は水平混合係数， $\bar{\eta}$ は平均水位変動量， $\bar{\tau}_{bx}$ ， $\bar{\tau}_{by}$ は x ， y 軸方向の底部せん断力である。

洪水による河口砂州の崩壊現象は非定常性が強く，空間的にも大きな勾配を持つ。したがってそこで生じている底質移動も非平衡性が強い。これらの点を考慮して，榎木ら (1987) の方法を修正した水深変化予測モデルを構築する。まず，掃流漂砂は局所的な海底勾配の影響をより大きく受けること，及び浮遊漂砂は流れ場の非一様性の影響をより強く受けることを考慮し，式 (4) に示す連続式を用いた。

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} & \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (q_{sy} + q_{bx} + \varepsilon_s |q_{bx}| \frac{\partial h}{\partial x}) \right. \\ & \left. + \frac{\partial}{\partial y} (q_{sx} + q_{by} + \varepsilon_s |q_{by}| \frac{\partial h}{\partial y}) \right\} \quad (4) \end{aligned}$$

ここには q_{bx} q_{by} 掃流状態の岸沖，沿岸漂砂量， q_{sx} q_{sy} は浮遊状態の岸沖，沿岸漂砂量で， λ は底質の空隙率である。

掃流砂については Rijn (1985) によってフラックスモデルに基づいて定式化された次式を用いた。

$$\begin{aligned} q_{bx} &= C_b \cdot \delta_b \cdot u_b \cdot \sqrt{U^2 + V^2} \\ q_{by} &= C_b \cdot \delta_b \cdot u_b \cdot \sqrt{U^2 + V^2} \end{aligned} \quad (5)$$

ここに C_b ， δ_b ， u_b はそれぞれ掃流流砂濃度，移動層厚，移動速度速で，それぞれ U ， V ，底質粒径 d_{50} と単位体積重量 ρ_s を用いて次のように表される。

$$C_b = 0.18 \cdot C_0 \frac{T_p}{D_*} \quad (6)$$

$$C_0 = 0.015 \cdot \frac{d_{50}}{0.01(h + \bar{\eta})} \cdot \frac{T_p^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad (7)$$

$$\delta_b = d_{50} \cdot D_*^{0.7} \cdot T_p^{0.5} \times 0.3 \quad (8)$$

$$u_b = 1.5 T_p^{0.6} [\rho_s / (\rho - 1) g d_{50}]^{0.5} \quad (9)$$

式 (8) (9) 中の T_p ， D_* は，シールズ数及びレイノルズ数に対応する無次元量で，動粘性係数 ν 及び摩擦速度 u_* を用いて次式で与えられる。

$$T_p = u_*^2 - u_c^2 / u_c^2 \quad (10)$$

$$D_* = d_{50} [\rho_s / (\rho - 1) g / \nu^2]^{1/3} \quad (11)$$

ただし，底部剪断力は次式で定義され， u_{*c} は限界摩擦速度である。

$$\tau = \frac{1}{2} F (U^2 + V^2) \quad (12)$$

$$F = 2g / (18 \log_{10} h + \bar{\eta} / d_{50})^2 \cdot 100 \quad (13)$$

浮遊砂については浮遊砂濃度の非平衡性を考慮するため，移流分散方程式 (式 (14)) から計算される断面平均濃度を用いて式 (15) より計算した。ただし，本研究では河口砂州自体の崩壊現象を取り扱うために，wash load については考慮していない。また，式 (4) 中の C_0 は，式 (6) を用いて評価した。

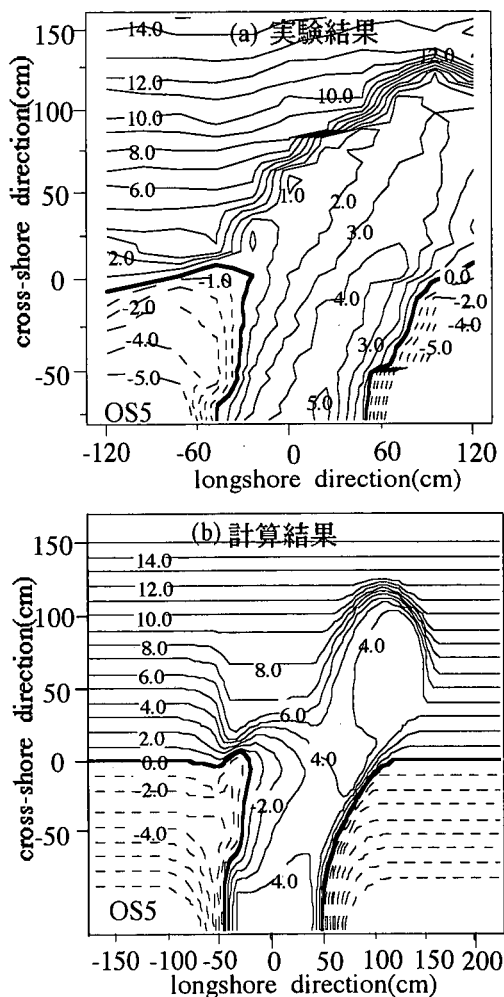


図-6 越流崩壊発生時の実測地形と計算結果の比較(ケース OS5)

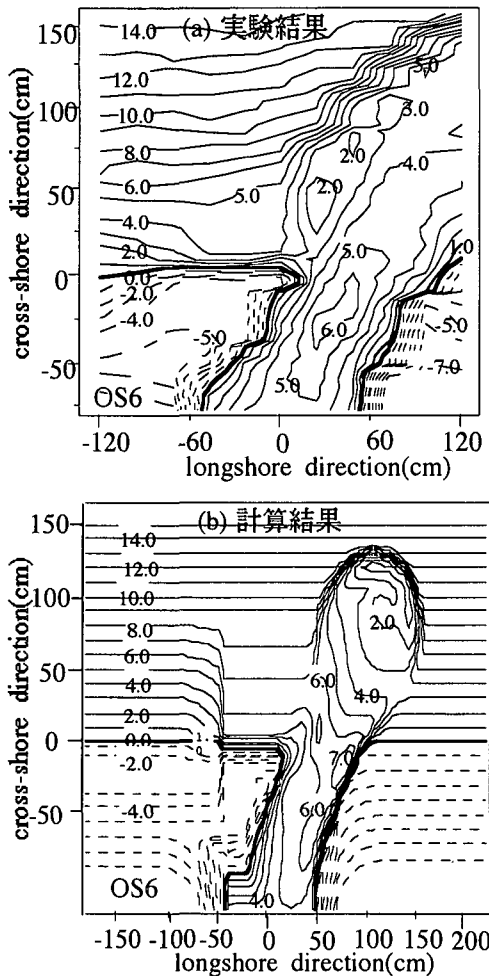


図-7 側岸侵食による砂州崩壊実測と計算結果の比較(ケース OS 6)

$$\frac{\partial \bar{C}}{\partial t} + U \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} + V \frac{\partial \bar{C}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \bar{C}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \bar{C}}{\partial y} \right) + Q_s \dots\dots\dots (14)$$

$$Q_s = \frac{1}{h + \bar{\eta}} \left[(1 - \gamma) \bar{C}_0 w_f \left(1 - \frac{u}{w_f} \right) + a \bar{C} w_f \right] \dots (15)$$
$$q_{sx} = \bar{C} \cdot U(h + \bar{\eta}), \quad q_{sy} = \bar{C} \cdot V(h + \bar{\eta})$$

砂州の崩壊計算は、まず河川上流端で与えられた水位及び流速の境界条件に対して流れ場を計算し、次いで式(15)によって局所流砂量を計算し、水深変化を求める。水深変化と地形変化の計算は、流れ場の非定常性を考慮してほぼ1s間隔で繰り返して行い、水位上昇に伴う汀

線位置は移動境界条件を用いて判定した。

(2) 計算結果

図-4、5に示した典型的な越流崩壊及び側岸侵食による崩壊が生じたケースについて、計算結果と実験比較の比較を示す。図-6(OS5)及び7(OS6)は図-4及び5に対応するケースの洪水終了後に測定された地形(図(a))と計算結果(図(b))を示す。

図-6に示す越流崩壊が生じた場合は、計算結果においても実験結果同様砂州が消滅し、海域では崩壊した土砂が堆積してテラス地形を形成する様子が再現されている。また、堆積地形の先端水深は12cmを若干越えており、実測結果と一致する。図-7に示す側岸侵食のみ生じた場合の計算結果は、左岸砂州が三角形に削り取られ、侵食土砂が海域でテラスを形成する様子が再現されている。この場合もテラス地形の先端水深はほぼ13cmを若干越えた位置となっており、実験結果と一致する。

いずれの場合も、右岸の侵食状況は実験結果を再現しているが、実験結果では、テラス地形の左岸側周辺に大きな堆積が生じているのに対し、計算ではこのような堆積は計算されていない。また、流出流の流況については計算によってほぼ再現されたが、砂州上流のP1地点における水位時間変動については、計算結果の方が実測結果よりも常に20%程大きな値となった。

5. あとがき

河口砂州の崩壊に及ぼすいくつかの要因について実験的に検討を加え、数値モデルを構築することによってその再現性について検討した。数値モデルによって砂州崩壊現象がほぼ再現されたが、いくつかの問題点も明らかになった。今後これらの点及び現地河口地形への適用性についてさらに検討を加えていく予定である。なお、本研究は文部省科学研究費(基盤研究C、代表出口一郎)によって行われたことを付記する。

参考文献

樫木 亨・出口一郎・片上貴文(1987): 河口流出土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. 377-341.
桑原直樹・田中 仁(1996): “洪水時の河口砂州崩壊現象に対する砂州高さ・潮位変動の影響に関する研究”, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 631-635.
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.
Rijn, L. C.(1985): Sediment transport. Delft Hydraulics Laboratory. Publication No. 334.