

河口デルタの形成過程の予測 (1)

——大河津分水路河口部における河口デルタの形成について——

土屋義人*・山下隆男**・斎藤正勝***・渡辺正一****

1. 緒 言

信濃川は、下流部治水対策のため分水町地先で洪水を分派する大河津分水事業により、1922年、その河口を新潟潟から寺泊・野積海岸に変えた。新河口部の海岸は延長約6kmの小規模な海岸で、北側を立岩の岩礁地帯、南側を寺泊港で境され、沿岸漂砂に関しては閉じた系となっている。分水路通水以前には、土砂を供給する河川の流入はなく、砂浜のないいわゆる岩石海岸で、海岸線は東頸城丘陵の北端部を形成する山地に迫っていた。このような海岸に、流域面積10,480km²から生産される大量の土砂流出を伴う河川を流入せしめたため、流送土砂と波浪作用により海岸地形を著しく変貌させてきた。分水事業の完工後、図-1に示すように汀線が年々前進し、約60余年を経た今日、自然力により約300haの土地が造成され、河口部は約750m前進して典型的な河口デルタ地形が形成されている。この河口デルタが将来どのように発達するのかその形成過程を予測することは、河川管理、海浜の土地利用に関連して重要な意義を有している。また、全国的に新河口部の海岸に形成される河口デルタに関してはほとんど研究が進んでおらず、今後、海面上昇が予想されており、その解明に資する研究が必要とされている。

本研究では、地形図、深淺測量成果、底質調査資料、波浪観測資料など、主として現地調査資料の整理・検討(斎藤, 1992)により得られた海岸地形変化の実態を踏ま

え、1ラインモデルの概念によって当海岸の地形変化が説明できると推察し、河口デルタの形成過程を明らかにする数値シミュレーション手法を開発する。すなわち、計算の基本式を1ラインモデルで与え、当海岸に来襲する波浪の特性から沖波のモデル化を行い、波浪の伝播変形計算を行って沿岸漂砂量を求め、これに河川の流出土砂量を加え、さらに漂砂の移動限界水深に深に堆積する土砂を非可逆的流出として考慮しつつ、基本式からの解として汀線変化を求める数値シミュレーション手法を示す。この手法により分水路通水以降現在に至る間の汀線変化を追算して実績と照合し、シミュレーション手法の妥当性について検証する。以上により開発された手法に基づき、将来の河口デルタの形成過程を把握するため、今後の100年間の汀線変化について予測を試みる。

2. 来襲波浪のモデル化

寺泊・野積海岸は、その位置から佐渡島などによる遮へい効果が存在するはずである(図-2参照)。そこで、まず運輸省による弾崎および直江津港の波浪観測結果を用い、沖波特性として遮へい効果が波高、周期に強く影響を及ぼしているとすれば、両観測所のデータの相関は低くなると考え、1979年から1984年までの有義波高が2m以上のデータにより相関係数を求め調べたが、結果として極めて高い相関を示すことがわかったので(斎藤, 1992)、厳密には遮へい効果が存在し、また、波浪の到達には若干の時間の遅れが生ずるはずであるが、佐渡島や能登半島により遮へいされる影響を考慮せずに沖波特性を検討するものとする。したがって、波浪モデルの作成は、両観測所の相関係数のとくに高いストーム(相関係数0.99以上)を対象として直江津港の観測データを使用する。モデルについては、波高が最大となる点をピークと設定し、それ以前を発達期、以後を減衰期(うねり期)と定義し、各ストームの波向き、波高、周期について整理して平均的なストームを求める。以上により全データから得られたストーム毎の最大波高、最大周期、発達期継続時間、減衰期継続時間の平均値は、それぞれ3.72m、9.68s、10.96hr、23.96hrとなり、波向については、季節風の発達とともにWからWNWに変わり、波高がピ

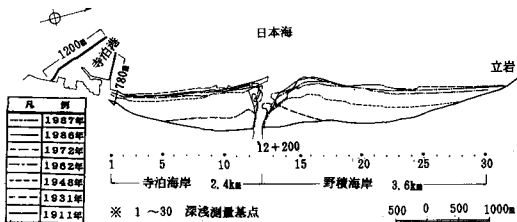


図-1 汀線の経年変化図

- * 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所
- ** 正会員 工修 京都大学助手 防災研究所
- *** 正会員 (財)河川環境管理財団 河川環境総合研究所研究第一部長
- **** 建設省 河川局 砂防課火山・土石流対策係長

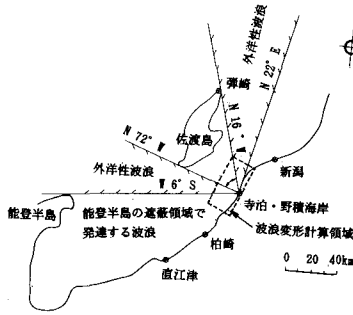


図-2 寺泊・野積海岸に影響を及ぼす来襲波浪

ークとなるような風域の最盛期にはNWとなり、減衰期にはNNWとなる変化を示す。これより平均的ストームとして図-3のような来襲波浪のモデルが得られる。海浜変形に用いる沖波条件としては、海浜変形のための時間刻み Δt を1/3日とするため、図-3のモデルを3分割して用い、表-1に示すようにパターンが1-1→2→3と変化するようなモデルを考えることになるが、図-2に示す波浪変形計算領域からわかるように、ストームの最盛期に対応するNW方向の波浪は佐渡島により遮へいされるため当海岸への直接的影響は小さいものと考えられ、また、W方向の成分は風波の発達期にみられる程度でさほど大きくないが、佐渡島による回折、能登半島から当海岸までの海域で生成する波浪は直接この海岸に侵入するためW成分も考慮に入れて、表-1のパターンが1-2→1-1→3と変化するような波浪モデルにより変形計算を行う。一方、海浜変形の予測のためには、来襲波浪の年間の全エネルギーフラックスを求め、モデル波浪の年間来襲回数を決定する必要がある。そこで欠測の最も少ない1979年の波浪データから年間来襲波浪エネルギーフラックスを計算すると、 $7.86 \times 10^6 \text{ t/年}$ (9.8

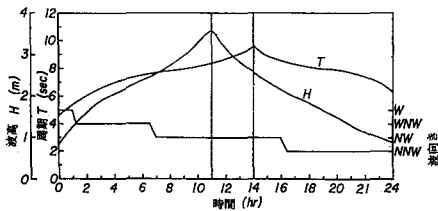


図-3 来襲波浪のモデル

表-1 海浜変形の計算に用いる波浪モデル

パターン	波高 (m)	周期 (sec)	波向	決定モデル
1-1	2	7	WNW	②
1-2	1	5	W	①
2	3	8.5	NW	—
3	1.5	8	NNW	③

kN/年)であり、これを年間に満足させるためには、図-3のストームを年間約23回来襲させる必要がある。このストーム数は、通常中部日本海沿岸で観測されるものとほぼ一致する。

3. 波浪の伝播変形

波浪の屈折計算は、Dalrymple (1988)により開発された波の分散関係に深海においてはStokes波理論の3次のオーダーの非線形性、浅海では長波の波速に漸近する近似的定式化が導入されている方法を用いる。この方法では、広範囲の水深条件で的確に波浪の伝播特性を表示でき、さらにwave action保存則を用いているため流れの存在する場での屈折計算へも適用できる。また、格子点上で波高、波向き、計算結果が得られる点で扱い易い。以下にその基本式および数値計算に用いた差分式を示す。

水深の変化に伴って波向線が屈折する関係はSnellの法則により次式で与えられる。

$$\frac{\partial k \sin \theta}{\partial x} - \frac{\partial k \cos \theta}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 θ は波向、 k は波数である。また、波数、振幅に関し分散関係式として次式を得る。

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh + f_2 ka) \{1 + f_1 (ka)^2 D_{NL}\} \dots\dots (2)$$

ここに、

$$D_{NL} = \frac{\cosh 4kh + 8 - 2 \tanh^2 kh}{8 \sin^4 kh},$$

$$f_1 = \tanh^5 kh, \quad f_2 = \left\{ \frac{kh}{\sinh kh} \right\}^4$$

であり、 σ は角周波数、 g は重力の加速度、 a は振幅(半波高)、 h は水深である。一方、wave action保存則より次式を得る。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{E(U + C_\theta \cos \theta)}{\sigma} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{E(V + C_\theta \sin \theta)}{\sigma} \right\} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2, \quad C_\theta = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) C,$$

であり、 U, V は x, y 方向流速、 ρg は海水の単位体積重量、 H は波高、 C は波速である。以上、(1)～(3)式により未知量 θ, k, a が求まることになるが、数値計算は次のように差分化して行う。

$k \sin \theta = A, k \cos \theta = B$ とおき、(1)式をTaylor級数展開を使用して差分化し次式を得る。

$$A_{i+1,j} = A_{i,j} + \frac{\Delta x}{2\Delta y} (B_{i,j+1} - B_{i,j} + B_{i+1,j} - B_{i+1,j-1}) + O(\Delta x^2, \Delta x \Delta y, \Delta y^2) \dots\dots\dots (4)$$

境界条件を2.で述べた波浪モデルにより与えれば、水深変化に伴う波浪の伝播変形を順次求めてゆくことができる。ここでは、きざみ幅 $\Delta x, \Delta y$ をそれぞれ60 mとして格子点上の波向、波高を求めてゆく。波向 θ は次式で与えられる。

$$\theta_{i,j} = \tan^{-1} \left(\frac{A_{i,j}}{B_{i,j}} \right) \dots\dots\dots (5)$$

(3) 式も

$$A = \left\{ \frac{E(U + C_g \cos \theta)}{\sigma} \right\}, B = \left\{ \frac{E(V + C_g \sin \theta)}{\sigma} \right\}$$

とおくことにより (1) 式同様差分化できる。このことから波高 H は次式で与えられる。

$$H_{i,j} = \sqrt{\frac{8A_{i,j}\sigma}{\rho g(U_{i,j} + C_{gi,j} \cos \theta_{i,j})}} \dots\dots\dots (6)$$

以上により回折の影響を考慮しない計算が行える。一方、波の内部回折効果を考慮する必要がある場合には土屋ら(1987)に従い、放物型方程式で近似した屈折・回折方程式(緩勾配方程式)による計算を行う。これは、Berkhoffにより屈折および回折を結合した線形の波動方程式として次式で表される。

$$\nabla(GV\varphi) + k^2 G\varphi = 0 \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $G = C \cdot C_g$ 、 ∇ は水平方向 (x, y) の微分演算子、 k は波数、 C は波速、 C_g は群速度である。 $\varphi(x, y)$ は未知関数で、これを求めることにより次式から水面変動が得られる。

$$\xi = \varphi e^{-i\omega t} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 ξ は水面変動、 i は虚数単位、 ω は角周波数、 t は時間である。 φ は式 (7) より放物型近似方程式へ誘導した次式により求める。

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \left\{ \frac{i}{2} \left(\frac{k^2}{f} + f \right) - \frac{1}{2fG} \frac{\partial(fG)}{\partial x} + \frac{i}{2fG} \frac{\partial}{\partial y} \left(G \frac{\partial}{\partial y} \right) \right\} \varphi \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$f = \sqrt{k^2 + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{1}{G} \frac{\partial G}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y}}$$

であり、(9)式を y 方向に Crank-Nicholson スキームで差分化して次式により数値計算を行う。

$$-A_j \varphi_j^{n+1} + B_j \varphi_j^{n+1} - C_j \varphi_j^{n-1} = D_j \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 A_j, B_j, C_j, D_j は既知数。

4. 河口デルタの形成過程のモデル化

河口デルタの形成過程について、航空写真、地形図、海岸深淺測量成果および底質調査資料によりその実態を検討した結果、次のようなことが明らかとなった(斎藤, 1992)。すなわち、① 河口デルタの形成過程では洪水により流出した土砂が1次的に河口部周辺に堆積し、波浪

の作用によって沿岸漂砂として寺泊、野積両海岸に輸送され比較的全体的に配分され、その過程で海浜断面が沖側に變形してゆくこと、② 海浜断面形状の形成はDeanによる平衡海浜断面形状に近似できること、③ 海浜断面形状および底質粒径の急変点から、漂砂の移動限界水深は15 m付近と推察されること、④ 汀線変化から沿岸方向に一樣な海浜断面形状(平衡海浜断面形状)を仮定して1ラインモデル的に堆積土砂量を求め、深淺測量により得られたものと比較すると図-4に示すように比較的よい一致を示すこと、⑤ ④により推定した総堆積土砂量(1987年)は約6,100万 m^3 で、その分布から寺泊、野積海岸にそれぞれ41%および59%配分されていること、⑥ その経年変化から、近年、堆積土砂量がほぼ定常になっており、これは河口デルタの前置斜面先端部の水深によるものと考えられ、今後のデルタの発達にはこれまでに比べ鈍化してゆることが予想されること、さらに、⑦ この海岸に堆積した土砂量と流砂量公式によるそれぞれの推算から、河口海岸への分水路からの流出土砂量は約70~80万 m^3 /年と推定されることなどである。

以上のような検討結果から、河口デルタの形成過程を1ラインモデルを適用し説明できると判断し、1ラインモデルによる数値シミュレーション手法を検討する。まず、1ラインモデルを河口デルタの形成過程のモデルへ適用するに際しては、次の点を考慮する。① 海浜変形の主要因は沿岸漂砂と考え、漂砂の岸沖方向の変化は、季節的には変化すると考えられるが、数年以上のオーダーで現象を考える場合無視できると考える。② 河川からの流出土砂量を考慮する。③ 河口デルタの発達に伴い原地形上の水深が増大し、漂砂の移動限界水深 h_k を越える場合、漂砂の移動限界水深下に自然堆積する土砂の流失を、図-5の斜線に示すように、汀線 y の後退時にも戻らない非可逆的流失として考慮する。この場合、堆積する土砂はその安息角で堆積するものとする。以上による1ラインモデルの基本式は、沿岸方向 x 、沖方向 y とする x, y 座標に対して次式のように示される。

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{h_k(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_R(t)}{h_k b} \delta(x-x_0) - \text{SINK} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 y は汀線の位置、 t は時間、 h_k は漂砂の移動限

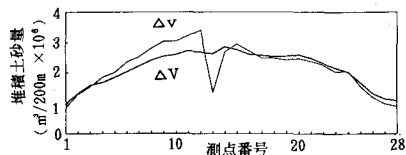


図-4 深淺測量(太い線)および1ラインモデル的に求めた(細い線)堆積土砂量の沿岸方向分布

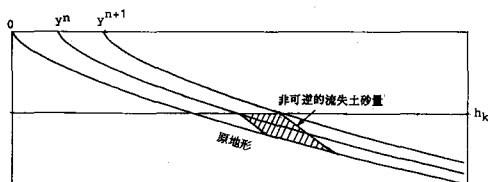


図-5 自然流失土砂 (SINK) を考慮した1ラインモデルの概念図

界水深, Q は沿岸漂砂量, λ は底質の空隙率, $Q_R(t)$ は河川からの流出土砂量, b は川幅, $\delta(x-x_0)$ は Dirac の δ 関数で $x=x_0$ において流入するものとする。また, SINK は非可逆的の流失土砂量である。未知量は y で, その他は波浪変形計算などから与えられる。まず, 沿岸漂砂量であるが, ここでは最もシンプルで一般的に用いられている CERC 公式 (U. S. Army Engineer, 1984) により求める。

$$Q_x = 1290 P_L \times 9800 \quad (\text{m}^3/\text{yr}) \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに,

$$P_L = -\frac{\rho g^2}{64\pi} H_0^2 T K_R^2 \sin 2\alpha_{BS} \quad (\text{kg/s})$$

であり, Q_x は沿岸漂砂量, H_0 は沖波波高, T は周期, K_R は碎波点での屈折係数, α_{BS} は汀線変化後の汀線と碎波の波峰線のなす角で, 同一波浪条件に対しても汀線の変化に応じて変わる。この効果を表すためには, 次式の波向きと汀線の関係式を付加する (図-6 参照)。

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \tan(\alpha_{B0} - \alpha_{BS}) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに, α_{B0} は初期汀線と碎波の波峰線のなす角である。以上の基本式に基づき数値計算を以下のように進める。すなわち, 式 (11) と (13) から y を消去し, Q に関する次式の拡散型方程式を導き, Q を求める。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{dQ/d\alpha_{BS}}{h_k(1-\lambda)\{1+(\partial y/\partial x)^2\}} \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + A_d \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに,

$$A_d = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{Q_R(t)}{h_k b} \delta(x-x_0) - \text{SINK} \right\}$$

である。式 (14) から得られる Q を用いて式 (11) を解く。数値計算のため, 式 (14) および (11) をそれぞれ差分化して式 (15) および (16) を得る。

$$a_i Q_{i+1}^{n+1} + b_i Q_i^{n+1} + c_i Q_{i-1}^{n+1} = d_i \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに,

$$a_i = c_i = -\frac{D \Delta t}{2 \Delta x^2}, \quad b_i = 1 + \frac{D \Delta t}{\Delta x^2},$$

$$d_i = \Delta t A_d + \frac{D \Delta t}{2 \Delta x^2} (Q_{i+1}^n - 2Q_i^n + Q_{i-1}^n) + Q_i^n$$

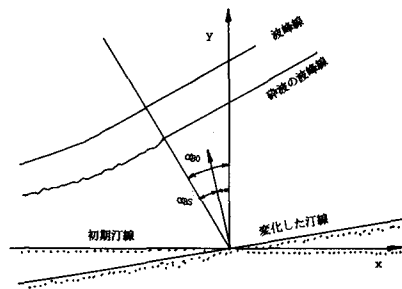


図-6 汀線と波向きの関係

$$D = \frac{dQ/d\alpha_{BS}}{h_k(1-\lambda)\{1+(\partial y/\partial x)^2\}}$$

$$\frac{dQ}{d\alpha_{BS}} = \frac{\rho g^2}{32\pi} H_0^2 T K_R^2 \cos 2\alpha_{BS}$$

である。

$$y^{n+1} = y^n - \frac{\Delta t}{2h_k(1-\lambda)} \left(\frac{\partial Q^{n+1}}{\partial x} + \frac{\partial Q^n}{\partial x} \right) + \Delta t A_d \quad \dots\dots\dots (16)$$

式 (15) から得られた Q^{n+1} を用いて, 式 (16) から汀線変化 y^{n+1} を求めてゆく。

5. 河口デルタの形成過程の追算と将来予測

以上に述べてきた手法により, 時間きざみ, 沿岸距離のきざみをそれぞれ $\Delta t = 8 \text{ hr}$, $\Delta x = 60 \text{ m}$ とし, 漂砂の移動限界水深を $h_k = 15 \text{ m}$ で固定し, 海岸の両端部では沿岸漂砂が阻止される境界条件を設定して追算した結果を図-7 に示す。図-7 における分水路通水以前の初期汀線は 1911 年の地形図 (国土地理院発行の 1/50,000), 検証に用いている 1931 年および 1987 年の汀線は, それぞれ地形図 (国土地理院発行の 1/50,000), 航空写真によるものである。図の太い実線は 10 年毎, 破線は 5 年毎の計算結果を示す。また, この計算では, 分水路からの流出土砂量は 70~80 万 m^3 と推定されているが, 寺泊海岸の汀線変化の実績とよく一致する条件として 60 万 m^3 で与えている。この時, 野積海岸では計算結果が実測値を大きく下廻っている。このことは, 1 ラインモデルでは河川からの流出土砂の非対称な配分が考慮されていないためこれに起因するものと考えられる。前述した堆積土砂量の推算結果は, 寺泊, 野積海岸にそれぞれ 4 : 6 の割合で配分されていることを示している。計算結果と実績がよい一致を示す寺泊海岸への計算上の配分が正しいと考えると, 寺泊海岸へ 30 万 m^3/yr 配分される時, 野積海岸には 45 万 m^3/yr 配分されなければならない。したがって, 汀線変化の追算結果から判断される分水路からの流出土砂量は 75 万 m^3/yr となり, 堆積土砂量および流砂量公式から推定した値と非常によく一致を示す。そこで, 寺泊海岸の汀線変化をよく説明している 60 万 m^3/yr (実際

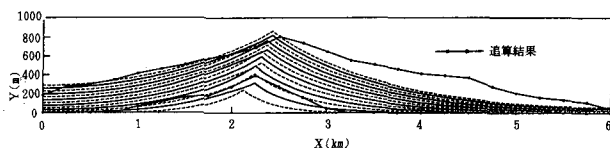


図-7 寺泊・野積海岸の汀線変化の追算結果 (1922~1987年)

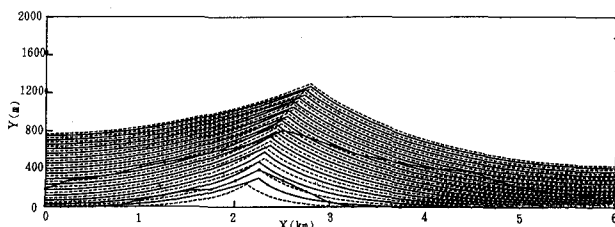


図-8 寺泊・野積海岸の汀線変化の追算と将来予測 (1922年から165年間)

には $75 \text{ m}^3/\text{yr}$ の河川流出土砂量が将来も続いて供給されるものと仮定し、さらに、河口位置の野積海岸方向への移動率は変わらないものとして 100 年先の汀線変化の予測を試みる。図-8 にその計算結果を示す。これによると、河口デルタの形状がこれまでの 65 年間と今後の 65 年間では、河口部と端部の汀線の前進速度において著しく異なるのが特徴的である。すなわち、河口部では、今後の汀線の前進速度がこれまでの 30 % 程度に鈍化するのに対し、寺泊海岸端部では逆に 10 % 程度速くなり、河口デルタの全体形状が三角型から平坦型へと変化していくことを示している。このことは、SINK および前置斜面先端部の水深増加による影響の差が顕著に表われたものと考ええる。100 年後の予測結果としては、河口部で約 480 m、寺泊海岸端部で約 620 m の汀線の前進が見込まれると推算された。なお、野積海岸については、河川からの流出土砂量の配分が計算上低く与えられているため計算による予測値より速い汀線の前進が考えられるが、端部の汀線の前進に伴って端部からの漂砂の流失を考慮する必要がでてくるため、むしろ計算結果に近い汀線が形成されるものと考えられる。

6. 結 言

以上、自然海岸に大量の土砂を流出する河川を導入し

た場合、その河口周辺部の海岸地形がどのように変化するかについて、1 ラインモデルを適用した河口デルタの形成過程を予測する方法を示し、数値シミュレーションを行ったが、得られた成果は次のように要約される。

(1) 中部日本海沿岸の波浪モデルとして、継続時間 34 時間で、① 波向が WNW, $T=7 \text{ s}$, $H=2 \text{ m}$ → ② 波向が NW, $T=8.5 \text{ s}$, $H=3 \text{ m}$ → ③ 波向が NNW, $T=8 \text{ s}$, $H=1.5 \text{ m}$ のように変化し、年間 23 回来襲するモデルを示した。

(2) 分水路からの流出土砂量について、堆積土砂量の実績および流砂量公式から $70 \sim 80 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ と推定されたが、河口デルタの形成過程の追算結果からは $75 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ と推定され、海岸地形変化の機構からも $70 \sim 80 \text{ 万 m}^3/\text{yr}$ の値が妥当なものであることが示された。

(3) 寺泊・野積海岸への Dean の平衡海浜断面形状の適用性から、河口デルタの形成過程を説明するモデルとして、1 ラインモデルに河川流出土砂量および SINK を導入したモデルを考え、これによる数値シミュレーション手法を開発したが、追算結果からその有用性を明らかにすることができた。

(4) 河口デルタの形成過程の将来予測の結果から、今後、SINK および前置斜面先端部の水深増加の影響により、これまでに比し河口部の汀線の前進速度は 30 % 程度に鈍化し、海岸端部のそれは 10 % 程度速くなることを明らかにした。100 年後の汀線の前進は、河口部で約 480 m、寺泊海岸端部で約 620 m と予測した。

参 考 文 献

- 斎藤正勝 (1992): 大河津分水による治水対策 (II) 一分水路河口海岸における地形変化一, 水利科学, No. 207, pp. 67-94.
- 土屋義人・山下隆男・山元淳史 (1987): 放物型屈折・回折方程式の数値計算法と現地への適用, 第 34 回海講論文集, pp. 96-100.
- Dalrymple, R. A. (1988): Model for refraction of water waves, J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Proc. ASCE, Vol. 114, No. 4.
- U. S. Army Engineer (1984): Shore Protection Manual 4th ed., Vol. 2, WES, CERC.