

流砂系一貫の土砂管理による海岸保全

Coastal conservation based on the overall sediment management in the fluvial system

鳥居 謙一
Ken'ichi TORII

1. 緒言

戦後、特に高度成長期以降の日本において海岸侵食が顕在化し、突堤、離岸堤、人工リーフ、ヘッドランドなど構造物による対策が講じられてきた。これらの対策は、当時の技術水準、投資能力、海岸の自然・社会的条件といった制約条件下で、選択されたものである。しかし、コンクリート・ブロックを多用した構造物に対して、景観を悪化させる、生物の生息環境を消失させる、底質などの自然環境を変化させる、といった多くの批判が従来からなされてきた。より自然な海岸の保全・復元を求める国民の声を反映して、1999年に改正された海岸法は、その目的を保全・環境・利用の調和に改めた。これを受けて国が定めた「海岸の保全に関する基本的な方針」の中で、今後の侵食対策の方向として「施設の整備と併せ、広域的な漂砂の動きを考慮して、一連の海岸において堆積箇所から侵食箇所へ砂を補給する等構造物によらない対策も含めて土砂の適切な管理を推進する。」としている。

さらに、1998年7月に河川審議会総合土砂管理小委員会が「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」と題する報告書を作成し、流頭部から海岸までの土砂を一体的に管理する必要性を指摘している。この中で流砂系という概念を導入することで、従来の「流域一貫土砂管理」では「管理の目的」であった海域を「管理の対象」とし、管理の対象が完結した空間に拡張されたといえる。持続可能な社会として循環型社会の構築が求められる今日において、土砂移動の連続性を取り戻す流砂系一貫土砂管理は、この意味からも重要な政策課題である。流砂系一貫の土砂管理を海岸から見れば、河川からの供給土砂量を増加させるとともに、沿岸構造物で遮断されている沿岸漂砂の連続性を復元し、より自然な海岸を復元・保全することにほかならない。

そこで、全国の海岸侵食についてその侵食速度から侵食の実態を明らかにし（第2章）、海浜変形のメカニズムを理解した上で（第3章）、流砂系一貫の土砂管理による海岸保全の姿を数値実験で示し（第4章）、その経済性について施設整備による方法と比較する（第5章）。さらに、安倍川・静岡清水海岸流砂系を事例として流砂系一貫土砂管理による海岸保全について検討し（第6章）、最後に2～6章を総括して、今後の流砂系一貫土砂管理に向けた課題を整理する（第7章）。

2. 海岸侵食の実態

2.1 はじめに

1999年5月に改正された海岸法では、地形・海象の類似性等に着目するとともに都道府県界も考慮して新たに設定された沿岸区分に基づき、都道府県知事が沿岸毎に海岸保全基本計画を作成することとなった。海岸保全基本計画の作成に当たっては、現状の海岸特性や侵食実態を把握する必要が生じている。

ところで、海岸侵食の実態を把握する手法の一つとして、新旧の地形図の比較から海岸線の前進・後退の状況を調査する方法があるが、これまでの研究では既存の現地調査資料や海岸事業の実績により侵食実態を確認するまでには至っていない。地形図を比較することによる海岸線の変化の把握については、小池(1974)、田中ほか(1993)、岸田・清水(2000)が行っており、特に、岸田・清水(2000)は我が国の近年約100年間の3時期における海岸情報調査を実施し、地理情報システムで利用可能な数値情報データとして整備している。

ここでは、その数値情報データをもとに1953年と1991年の地形図の比較から海岸線移動量図を作成する。

さらに、その海岸線移動量図に国土庁調査の土地分類図の表層地質図のデータ、および海岸事業の実績データを付加し、全国海岸侵食実態図の作成を試み、海岸管理者の侵食実態把握の一助とするものである。

2. 2 海岸侵食実態図の作成

まず、海岸線移動量図として2期間の海岸線位置の移動量を図示することとし、移動量は旧時期の海岸線を基準とした新时期の海岸線の位置の変化量で求めた。海岸線移動量図を作成する際の新・旧海岸線データには、国土地理院が1998年度・1999年度に整備した海岸情報数値データを使用した。海岸情報数値データは3時期(1903年、1953年、1991年基準)の国土地理院発行の2.5万分1あるいは5万分1地形図を基図として、地形図から分類可能な海岸区分並びに海岸構造物区分で分類した海岸線等の地理情報データである。

海岸線移動量図は、1953年と1991年の間の海岸線位置の変化を侵食・堆積として取り扱い、侵食側にはマイナス符号、堆積側にはプラス符号を付与し、移動量は年平均移動幅として求め、図-2.1に示すフローにより地理情報システムを用いて作成した。移動量の階級値は11段階で計測を行ったが、計測の基礎データである海岸情報データは計測時の許容誤差を図上1mm未満と規定していることから、基図が2.5万分1の場合の誤差は±25m、5万分1地形図の場合±50mとなる。これにより、海岸線移動量図を作成する際の-1m/年～+1m/年の変動は、計測誤差と重なることから移動無しとして取り扱った。

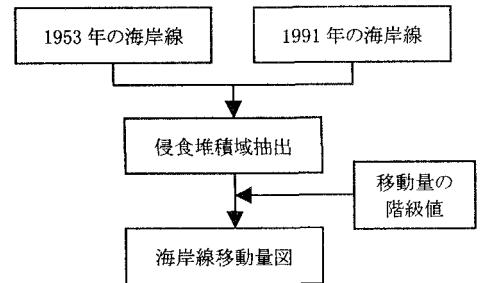


図-2.1 海岸移動量図の作成の流れ

また、海岸線は陸域と海域を隔てる境界線であることから、自然海岸の他、構造物からなる海岸もあり、海岸線移動量図における海岸線の移動には自然の侵食・堆積によるもののほか、埋め立て、掘削などに伴うものも含まれている。海岸侵食実態図の作成に際しては、これらの情報は国土庁調査の土地分類図の表層地質図をもとに、砂礫から構成される海岸と岩石海岸や埋め立て地などを区別した。この場合、東京湾や大阪湾および瀬戸内海に面する海岸のほとんどが人工海岸であるため、それらの海岸は埋め立て地と判断した。

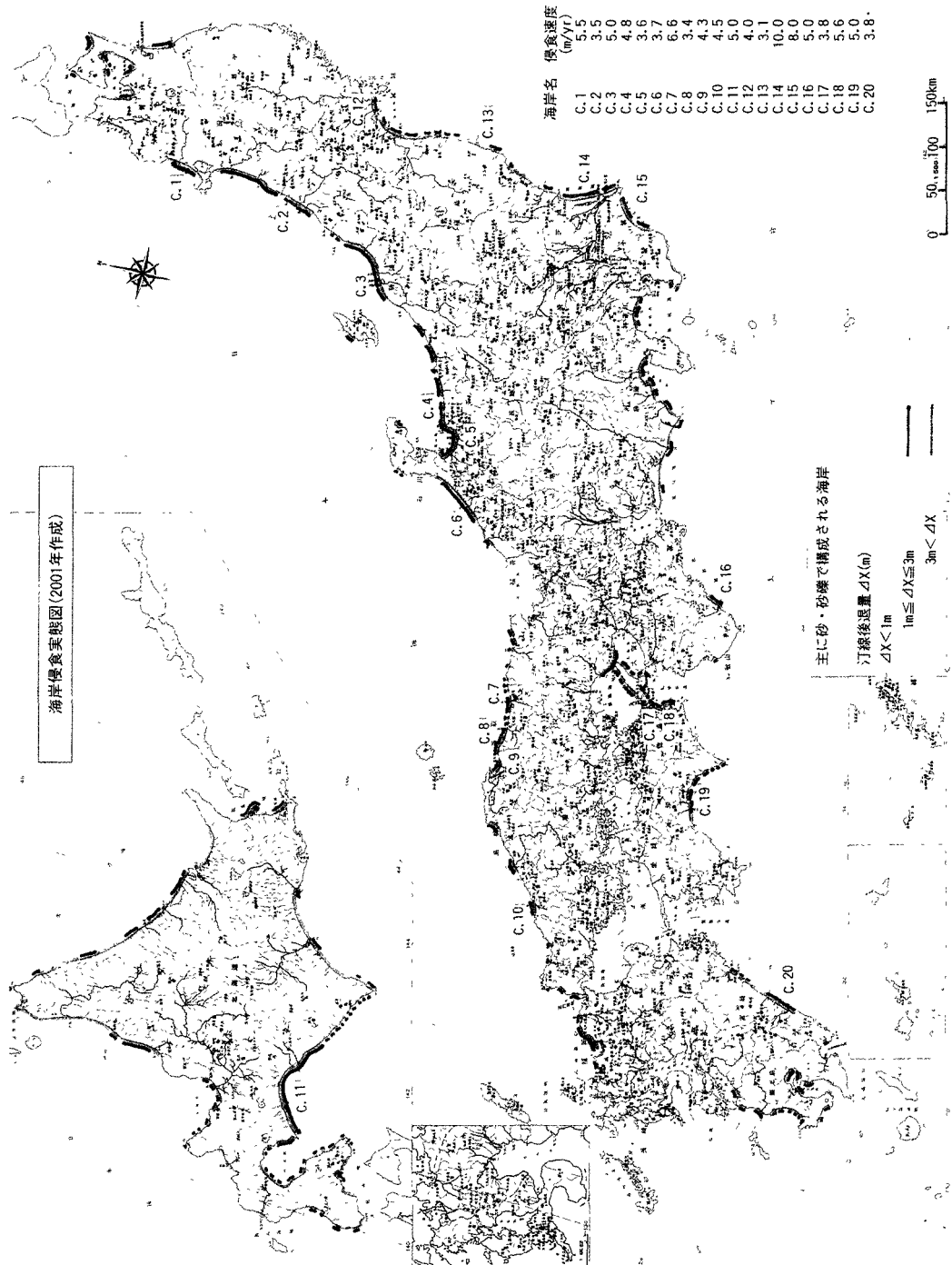
また、侵食実態図として海岸線移動量図を、海岸線が1953～1991年に3m以上後退した海岸、1m～3m後退した海岸、1m以下の後退であった海岸(海岸線が前進した海岸を含む)に大別した。これに現地調査や海岸事業の実績から得られた海岸線の後退量を付加し、侵食の著しい海岸位置として示したのが図-2.2である。図-2.2には我が国における河川の位置も示してあり、侵食の著しい海岸は2～3の例外を除けば、稠密な経済活動が営まれている河川の河口周辺海岸、および河川からの供給土砂で形成された海岸に多いことが分かる。このことから、流砂系土砂管理に基づく海岸保全計画を立案することの重要性が指摘できる。

2. 3 おわりに

海岸保全計画の検討においては「系」をどの範囲まで取り扱うかが問題となり、「流砂系一貫の土砂管理による海岸保全計画」といった場合、全体としては流域から海域まで「系」が拡大することになる。しかし、「海岸保全計画」の対象はやはり沿岸部であり、流砂系の一部である漂砂系を対象とすることが適当であり、その上で漂砂系と流域を結びつけるインターフェースを常に意識しておく必要がある。

そのためには、流砂系の一部である漂砂系の侵食実態や土砂動態について、現在において取得できる客観的なデータの標準的な解析と、その結果の蓄積と管理を効率的に行う必要がある。例えば、地形図の取得と比較からは図-2.2に示したように海岸線の移動量が求められ、それに地質図や河川流域図を付加することで海岸への土砂供給源の推定ができる。

図-2.2には全国規模の侵食実態を示したが、各沿岸・地先海岸などの場合は、このような基本図に①沿



図一 2.2 全国海岸侵食実態図(2001年版)

岸方向の汀線の経年変化図, ②代表地点の汀線の経年変化図, ③代表断面の断面変化図, ④沿岸の年平均波のエネルギーフラックス図, ⑤底質の分布図などの客観的データを付加していくのが望ましい。そして, その客観的データの解析により, ①侵食の原因, ②汀線変動の短期的変動要素とトレンド要素の分離, ③移動限界水深と断面変化特性, ④沿岸漂砂量分布, ⑤粒径別土砂動態などを把握することが重要である。

このような客観的な情報を解析することなしに海岸侵食を議論することは不可能であり, 海岸保全基本計画策定における第1ステップと位置付ける必要がある。また, 海岸に関する各種情報の蓄積をどのような仕組みで進めていくのかも課題としてあげられ, 海岸情報の蓄積とその提供を進めていく必要がある。しかし, 現在, 海象に関するデータでさえ一般に提供できる体制になっておらず, その情報提供システムを構築していくことも今後の課題として挙げられる。

3. 海浜変形メカニズム

海浜変形メカニズムを海浜変形予測モデルから見てみる。海浜変形予測モデルの1つである汀線変化モデルの基礎となっているのは, 式(3.1)で示される連続式である。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} + \frac{1}{D_s} \left(\frac{\partial Q}{\partial x} - q \right) = 0 \quad (3.1)$$

ここで, y_s は汀線の岸沖方向の位置, Q は空隙を含む沿岸漂砂量, D_s は沿岸漂砂の移動高さ, q は系外からの流入土砂量あるいは系外への流出土砂量である。

また, 沿岸漂砂量の算定式としては, 波浪エネルギーフラックスモデルであるCERC式(式(3.2)), 沿岸流モデルであるKormar・Inmanの式, その両者の性格を併せ持つ混合モデルである小笹・Brampton式(式(3.3))があるが, 実用的にはCERC式あるいは小笹・Brampton式が用いられることが多い。

CERC式
$$I = K(EC_g)_b \sin \alpha_{bs} \cos \alpha_{bs} \quad (3.2)$$

小笹・Brampton式
$$I = (EC_g)_b \left(K_1 \sin \alpha_{bs} \cos \alpha_{bs} - \frac{K_2}{\tan \beta} \cos \alpha_{bs} \frac{\partial H_b}{\partial x} \right) \quad (3.3)$$

ここで, I は沿岸漂砂量の水中重量, EC_g は波浪エネルギーフラックス, H は波高, α_{bs} 汀線と碎波点における波向のなす角度(図-3.1参照), K, K_1, K_2 は漂砂量係数, $\tan \beta$ は海底勾配である。添字 $_b$ は碎波点での値を示す。空隙を含む体積表示は, 次式で与えられる。

$$Q = \frac{1}{(\rho_s - \rho)g(1 - \lambda)} I \quad (3.4)$$

ここで, ρ, ρ_s は海水と砂の比重, λ は砂の空隙率, g は重力加速度である。

式(3.2), 式(3.3)はいずれも, α_{bs}, E_b, C_{gb} の関数になっている。 E は波高, ここでは碎波波高の2乗に比例することになる。碎波条件を示す碎波指標については, さまざまな指標が提案されているが, 碎波波高は近似的に次式で与えられる。

$$\frac{H_b}{L_b} = 0.12 \tanh \left(\frac{2\pi h_b}{L_b} \right) \quad (3.5)$$

ここで, H は波高, L は波長, h は水深である。この式によれば, 碎波波高は碎波点での L と h で決定される。 L, C_g は, 微小振幅波理論によれば次式で与えられる。

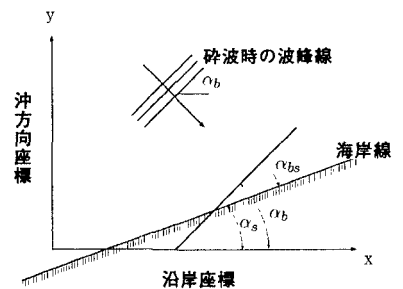


図-3.1 α_{bs} の定義

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (3.6.1)$$

$$C_g = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi h}{L} \frac{1}{\sinh 4\pi h/L} \right] C \quad (3.6.2)$$

$$C = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad (3.6.3)$$

ここで、 C_g は群速度、 C は波速、 T は周期である。 T は不変であるので、 L 、 C_g 、 C はいずれも水深のみの関数であることがわかる。したがって、式(3.5)はある地点の水深と波高がこの条件を満たす時に碎波が発生することを示している。また、汀線と平行な等深線地形の海岸では、波高 H は次式で与えられる。

$$H = K_r K_s H_0 \quad (3.7.1)$$

さらに、Snellの法則および微小振幅波理論によれば、碎波点での K_{rb} 、 K_{sb} は次式で与えられる。

$$K_{rb} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_{0s}}{\cos \alpha_{bs}}} \quad \text{ただし、} \alpha_{bs} = \sin^{-1} \left(\frac{C}{C_0} \sin \alpha_{0s} \right) \quad (3.7.2)$$

$$K_{sb} = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{gb}}} \quad (3.7.3)$$

ここで、添字 $_0$ は沖波の値であることを示す。 K_{sb} は、式(3.6.2)より水深の関数となっており、式(3.7.1)は波高と水深、波向との関係を示していることになる。したがって、ある水深の波高を式(3.7.1)で求め、式(3.5)の条件を満足すれば、その時の波高が碎波波高になる。式(3.7.2)の K_r は、汀線の変化によって α_{0s} が変化するため、水深と波高の関係が変化し、汀線の変化の前後において碎波波高が変化する可能性がある。

しかし、実際の海岸においては、海浜変形の前後で沖波の条件(T 、 α_0 、 H_0)は変化せず、また $\alpha_0 < 10^\circ$ であることが多い。さらに、侵食による海浜変形の過程では、等深線に対する入射波向が小さくなる方向へ変化する。このため、 $K_{rb} \approx 1$ となり、地形変化の前後での波高と水深の関係の変化は小さい。したがって、実際の海浜変形を考える場合には、近似的に地形の変化の前後において波浪エネルギーフラックスの変化は小さく、主に汀線の傾きが変わることによって α_{0s} が変化し、沿岸漂砂量が変化すると考えてよい。

4. 海岸から見た流砂系一貫土砂管理

4.1 はじめに

式(3.1)を基本とする海浜変形モデルでは、沿岸漂砂の均衡を示す次式が成立していれば変形は生じない。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (4.1)$$

したがって、沿岸漂砂の不均衡は、式(4.1)の第1項の沿岸漂砂量分布の変化と第2項の系外からの流入土砂の減少や系外への流出土砂の増加による。沿岸漂砂量分布の変化は、例えば式(3.2)では、防波堤等による場の変化によるエネルギーフラックスや碎波点での波向の変化、および汀線の傾きの変化によって生じる。系外からの流入土砂の減少は、河川や海食崖からの供給土砂の減少や沿岸構造物による沿岸漂砂の遮断によって生じる。また、系外への流出土砂の増加は、海砂利の採取や沿岸構造物によって誘発された沖向の海浜流によって生じる。ここで系とは、漂砂系のことであり、通常沿岸方向は岬などその先端を通過する漂砂量がゼロとなる範囲を、沖方向は碎波帯までを対象としている。しかし、実際には通常の碎波帯の沖側への土砂の流出も確認されており、沖方向の領域をどこまで取るかは今後の課題である。

流砂系一貫土砂管理には、流域・沿岸域それぞれに目的があるが、海岸から見た場合は侵食を軽減し、よ

り自然な海岸を保全するために、河川からの供給土砂量を増加させることと、沿岸における土砂移動の連続性を復元することを意味する。ここでは、モデル海岸における数値実験を用いて、具体的に流砂系一貫土砂管理による海岸保全の姿を明らかにする。

4.2 計算条件

数値実験は、図-4.1に示す10kmの直線海岸を想定する。境界条件は、左端より土砂が流入し、右端での汀線は変化しない条件としてある。海浜変形予測モデルとしては、侵食対策計画に広く活用されているOne-lineモデルを用い、沿岸漂砂量式は、式(3.2)のCERC式を用いた。

計算条件は、有義波高、有義波周期を固定し、入射波向 10° で砂浜が当初の形状を維持するために必要な流入土砂量（以下、基本流入土砂量）が約10万 m^3 /年になる漂砂量係数を設定したケースと、同じ漂砂量係数で基本流入土砂量が約5万 m^3 /年となるように入射波向を 4.5° に設定したケースの2ケースを設定した。計算条件を表-4.1に示す。ヘッドランドの沿岸漂砂阻止率(μ)は、次式で与えた。

$$\mu = D_g / D_b \quad (4.2)$$

ここで、 D_g はヘッドランドの先端水深、 D_b は平均水面からの漂砂移動高さである。

この条件で基本流入土砂量を求めると、入射波向 10° の場合11.1万 m^3 /年、入射波向 4.5° の場合5.1万 m^3 /年と算定された。

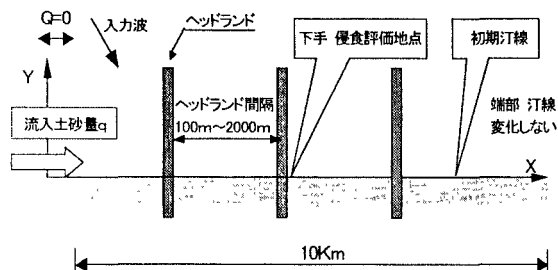


図-4.1 モデル海岸

表-4.1 計算条件

項目	設定値
有義波高	2.0m
有義波周期	8.0s
入射波波向	$4.5^\circ, 10.0^\circ$
海底勾配	1/50
漂砂移動高さ	5.0m
漂砂量係数	0.02

4.3 流入土砂量の減少による海岸侵食

流入土砂量が基本流入土砂量と等しければ、海岸は安定した汀線形状を維持することができるが、河川からの供給土砂量の減少や沿岸構造物による沿岸漂砂の遮断によって流入土砂量が減少すると海浜の変形が始まる。図-4.2は、流入土砂量が基本流入土砂量の30%減少した場合の数値実験により求められた沿岸漂砂量・汀線の変化である。土砂が流入する左端より汀線の後退が始まり、次第に沿岸全体に伝播していく。沿岸漂砂量分布を見ると、150年後においても左端からの流入土砂量と右端からの流出土砂量の均衡が取れおらず、汀線はまだ安定していない。

今回の数値実験では、右端での汀線変化がないことを境界条件に設定しているため、最終的には右端を固定点として汀線が傾くことになる。実際の海岸の境界条件としては、両端からの流出量をゼロとする場合が多く、この条件を左端の境界条件にして数値実験をすると、左端で堆積が生じ今回のケースに比べ全体として前進した汀線を形成する。海岸侵食対策は、将来予測される汀線の後退が、社会・経済的に許容できないため、波浪エネルギーフラックスや汀線の傾きを制御することにより沿岸漂砂量分布を制御するものである。

4.4 漂砂制御施設による海岸保全

図-4.2において、この沿岸漂砂の不均衡を放置すると、150年後には左端で約250mの汀線の後退が生じる。この汀線後退を制御するため、漂砂制御施設としてのヘッドランドを計画する。ヘッドランドは、堤長

100m, 間隔1900m, 4基とし, 実験当初にすべて設置されている状態とした. 図-4.3はその結果である. ヘッドランド設置区間において海浜の変形により沿岸漂砂量の均衡が取れた時の汀線(以下, 最終汀線)は, ヘッドランドの先端に達し, 最終汀線時のヘッドランドの沿岸漂砂下手側における当初汀線からの汀線の変化量(以下, 汀線変化量)は0m, 当初汀線に対する最終汀線の傾き(θ)は, 3.0° となっている. ただし, 最終汀線を形成するまでの間において, 一時的に最大97mの汀線後退が発生している. 沿岸漂砂量分布を見ると, 当初に各ヘッドランドを通過する土砂量は, 0.7 万 m^3 /年であったが, 汀線の前進に伴い通過漂砂量が増加し, 最終的には流入土砂量と等しくなっている. 一方, ヘッドランド設置区間外については, 約100m程度の汀線後退が予測されている. このため, 新たな侵食対策が必要となり, 最終的には沿岸全区間にヘッドランドを設置する必要がある. なお, 今回の数値実験は漂砂制御施設としてヘッドランドを対象としているが, 離岸堤や人工リーフでも同様に検討することができる.

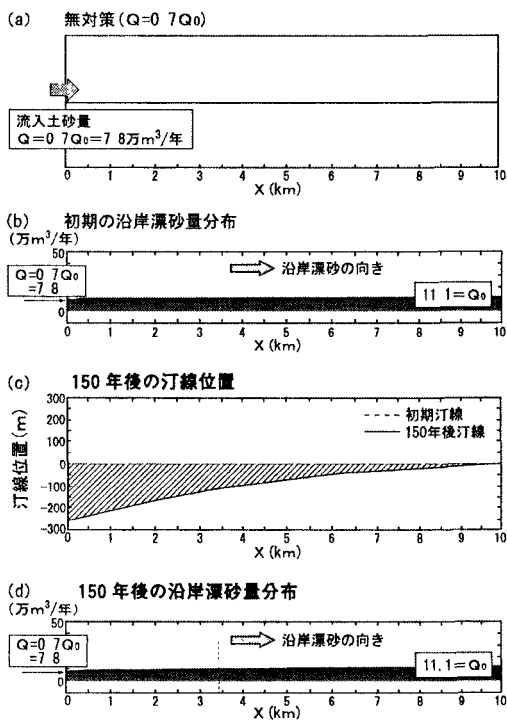


図-4.2 流入土砂量の減少による海岸侵食

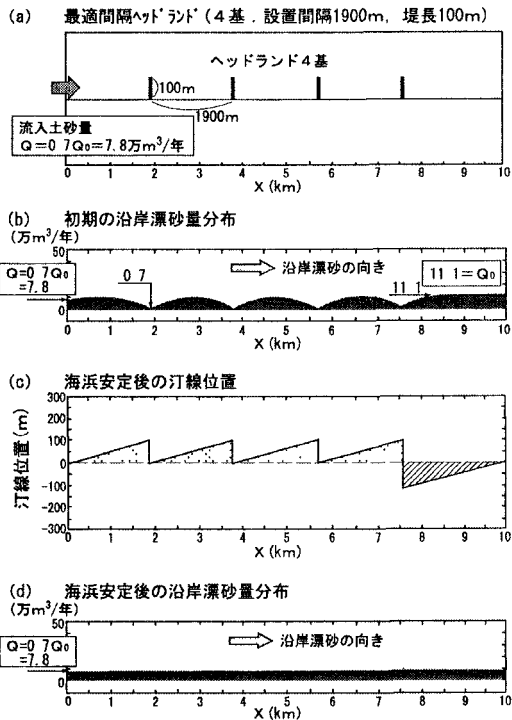


図-4.3 ヘッドランドによる海岸保全

4.5 流砂系一貫土砂管理による海岸保全

海岸から見た流砂系一貫土砂管理の目標は, 供給土砂量や沿岸における漂砂の連続性を復元することにより基本流入土砂量を確保することである. この量は, 砂浜を形成した過去の流入土砂量よりも少ない. 流砂系一貫土砂管理により流入土砂量が基本流入土砂量まで回復できれば, 海岸侵食対策は不必要となる. しかし, 流域における土砂災害の防止等の要請より, 復元できる土砂量には限界があると考えられる. そこで, 流入土砂量が基本流入土砂量の30%減少した海岸において, 流域対策や沿岸対策により流入土砂量が基本流入土砂量の10%回復した場合, 最終汀線時の汀線変化量が0mとなるヘッドランドの間隔を求める. 図-4.4が最適なヘッドランド配置時の沿岸漂砂量・汀線の変化である. ヘッドランド間隔は2750mとなり, ヘッドランドのみによる場合に比べて約1.5倍で, 必要なヘッドランドの基数は約2/3となるため, 海岸保全施設整備に要する費用は減少する. また, 海岸線に設置される構造物の数が減るため, より自然に近い海岸が保

全されることになる。ただし、流砂系一貫土砂管理のために流域・沿岸対策の費用が必要となり、単に海岸でのコストのみで経済性を評価すべきではなく、流砂系を対象とした経済性の評価が必要である。

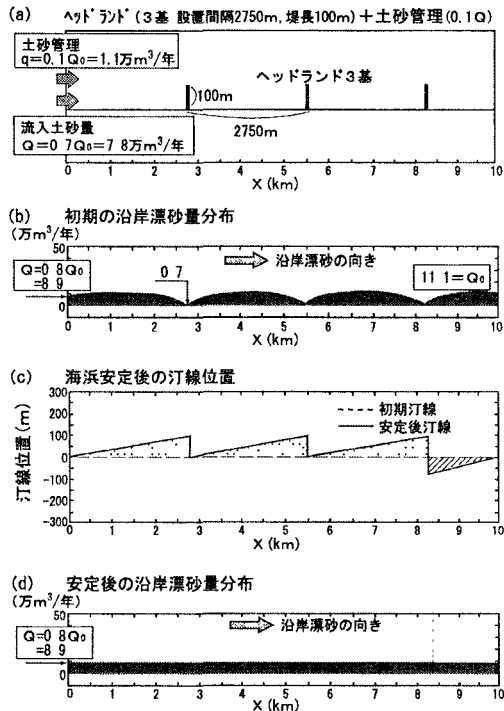


図-4.4 土砂管理+ヘッドランドによる海岸保全

5. 流砂系から見た流砂系一貫土砂管理の経済性

5.1 はじめに

流砂系一貫土砂管理は、循環型社会の形成のために是非実現すべき政策である。しかし、現在の生活は非循環型社会を前提に営まれており、生活水準を維持したまま循環型社会へ転換するためには、新たな費用が発生することは明確である。このため、その政策の経済的な意味について明らかにしておく必要がある。そこで、流砂系一貫土砂管理による海岸保全について、数値実験によりその経済的な意味について検討する。なお、モデル海岸、数値実験の条件は、第4章と同じである。

5.2 ヘッドランド間隔と汀線変化量

基本流入土砂量に対する流入土砂量の減少率(γ)が10%, 20%, 30%の場合について、ヘッドランド間隔を変化させ、最終汀線時の汀線変化量を求めた。図-5.1(a), (b)は、基本流入土砂量との関係を整理したものである。ヘッドランド間隔が0mに近づくにつれて、ヘッドランドの堤長である100mに近づき、その変化は直線的である。この結果は図-5.2を用いると次のように説明できる。最終汀線の形状でヘッドランドの沿岸漂砂阻止率はゼロとなるので、ヘッドランドの先端水深は0mとなり、最終汀線はヘッドランドの先端に達する。一方、ヘッドランド間において、減少した流入土砂量と、最終汀線の形状での沿岸漂砂量が均衡しなければならないので、式(3.2), 式(3.7.1)より、次式となる。

$$K(K_{cb}K_{rb}H_0)^2 \sin(\alpha_b' - \alpha_s') \cos(\alpha_b' - \alpha_s') = (1 - \frac{\gamma}{100})I_0 \quad (5.1.1)$$

ここで I_0 は基本流入土砂量の水中重量, $'$ は最終汀線に達した状態を示す. さらに, 当初汀線に対する最終汀線の傾きを θ とすると, 次式となる.

$$\frac{K_{rb}^2 K_{rb}^2 \sin 2(\alpha_b' - \alpha_s - \theta)}{K_{rb}^2 K_{rb}^2 \sin 2(\alpha_b - \alpha_s)} = 1 - \frac{\gamma}{100} \quad (5.1.2)$$

さらに, α_0 が小さい時は, 式 (3.7.2), 式 (3.7.3) より近似的に次式となる.

$$\theta \approx \alpha_0 \frac{\gamma}{100} \quad (5.2)$$

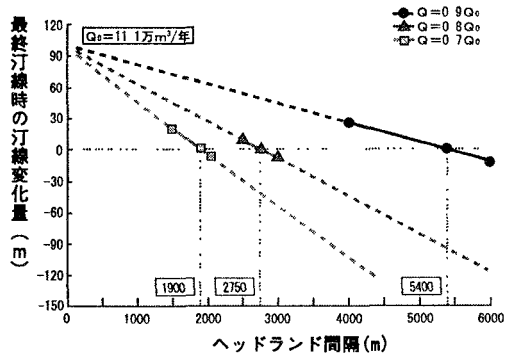
この時, ヘッドランド間隔 S , 堤長 l とすれば, 汀線変化量 (y_0) は,

$$y_0 = l - S \tan \theta \quad (5.3)$$

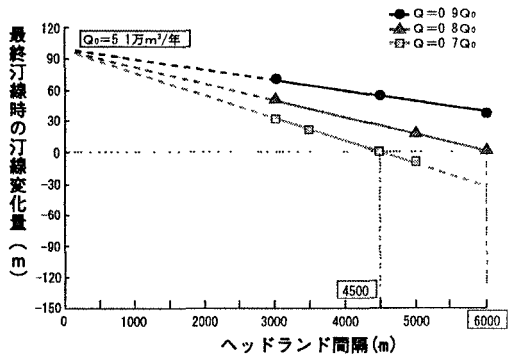
となり, ヘッドランド間隔が広がるほど, 汀線変化量は直線的に変化する. また, θ は, 漂砂量そのものとは関係がなく, 入射波向と流入土砂量の基本流入土砂量に対する減少率によって幾何学的に決定される.

式 (3.2) によれば沿岸漂砂量は, $K(EC_r)_b$ (漂砂量係数と碎波点における波浪エネルギーフラックスの積) および α_{bs} (汀線と碎波点における波向のなす角度) で決定される. 今回の数値実験では, 基本流入土砂量を入射波向により変化させたため, 式 (5.2) より θ が小さくなり, 式 (5.3) より汀線変化量も小さくなる. 一方, 基本流入土砂量を波高や漂砂量係数によって変化させた場合には, θ は変化しない. 以上のことから, 図-5.1 の (a), (b) は, 基本流入土砂量別に流入土砂量の減少率, ヘッドランド間隔および最終汀線時の汀線変化量の関係を整理しているが, 実際は入射波向別の関係を示している. すなわち, 入射波向が同じであれば, 基本流入土砂量には関係なく, 流入土砂の減少率とヘッドランド間隔により最終汀線時の汀線変化量は決まることを意味する.

また, One-line モデルで計算された最終汀線は, ヘッドランド先端に達しているが, この時の海浜断面を模式的に描くと図-5.3 のようにヘッドランドの両側で不連続が生じる. これは One-line モデルでは式 (3.1) の沿岸漂砂の連続性は担保されているが, 地形変化については移動高の間の断面が平行移動するとして汀



(a) 基本流入土砂量 11 万 m³/年



(b) 基本流入土砂量 5 万 m³/年

図-5.1 ヘッドランド間隔と汀線変化量

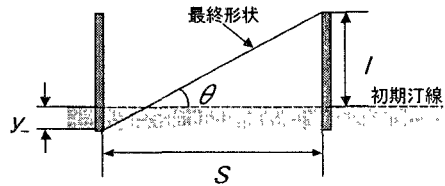


図-5.2 汀線の傾きと変化量

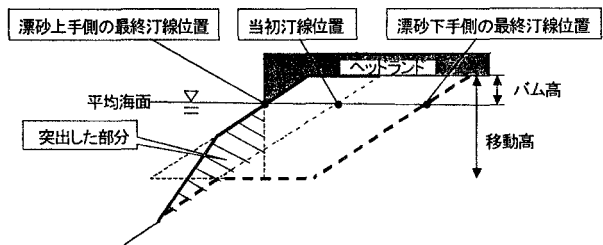


図-5.3 One-line モデルにおける断面不連続

線変化量へ変換しているためであり、実際にはこのような状態は発生しない。実際には、図-5.4に示すようにヘッドランド先端より幾分後退した位置で汀線が安定し、連続した海浜断面が形成される。以下では、汀線が前進できる限界までをヘッドランドの有効堤長： l とし、ヘッドランドの実際の長さをヘッドランドの実堤長： l' とする。鹿島や九十九里のヘッドランドを参考にとすると、実堤長は有効堤長より2~3倍程長い。

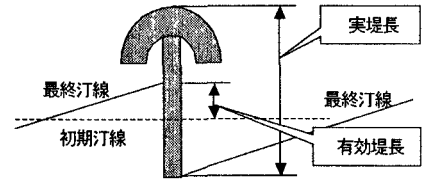


図-5.4 ヘッドランドの実堤長と有効堤長

5.3 土砂管理とヘッドランドの組み合わせによる保全計画案

流入土砂量が減少した海岸において、土砂管理とヘッドランドの組み合わせにより保全することを考える。例えば、基本流入土砂量が $10 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、入射波向 10° の海岸において、流入土砂量が基本流入土砂量の30%減少した海岸で、最終汀線時の汀線変化量を 0m とするには、図-5.1より有効堤長 100m のヘッドランドを 1900m 間隔で設置する必要がある。また、ヘッドランドと土砂管理を組み合わせの場合、土砂管理により基本流入土砂量の10% ($1 \text{ 万 m}^3/\text{年}$) を確保すれば、流入土砂量が基本流入土砂量の20%減少したことに相当し、 2750m 間隔でヘッドランドを設置する必要がある。同様に、土砂管理で基本流入土砂量の20% ($2 \text{ 万 m}^3/\text{年}$) を確保すれば、 5400m 間隔でヘッドランドを設置する必要がある。さらに、基本流入土砂量の30% ($3 \text{ 万 m}^3/\text{年}$) の土砂を土砂管理で確保できれば、構造物によらない保全が可能である。これらの土砂管理とヘッドランドの組み合わせた計画は、海岸の防護の観点から同等な計画であるといえる。

5.4 保全計画案の経済比較

5.3節で立案した土砂管理とヘッドランドの組み合わせによる保全計画案について、その経済性を検討する。以下、基本流入土砂量： Q_0 ($\text{m}^3/\text{年}$)、沿岸の延長： L_c (m)、流入土砂量の基本流入土砂量に対する減少率： γ (%)、流入土砂量の基本流入土砂量に対する減少率 $\gamma\%$ の時に汀線変化量がある限界値を超過しないヘッドランド間隔： S_γ (m)、ヘッドランドの有効堤長： l (m)、ヘッドランドの実堤長： l' (m)、ヘッドランドの堤長 1m 当り単価： p_H (円/m)、土砂管理の 1m^3 当り単価： p_S (円/ m^3) とする。

全体の経済性は、土砂管理の費用が管理費であるため年費用で比較するものとし、土砂管理のための年管理費と施設整備の年費用の和で評価する。施設整備の年費用は、年利子と年償却費の和となり次式で与えられる。

$$c = I \times i_n \quad \text{ただし、} \quad i_n = i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (5.4)$$

ここで、 c は施設整備の年費用、 I は施設の整備費、 i は年利子率、 n は施設の耐用期間 (年) である。治水経済調査要綱によれば、年利子率は 4.5% 、ダム方式の治水対策における施設の耐用年数は 80 年としており、これを参考に $i_n = 0.0464$ とする。また、治水経済調査要綱によれば、施設の年管理費を施設の整備費の 0.5% 計上することとしているが、ここでは考慮しない。

流入土砂量が基本流入土砂量の $\gamma\%$ だけ減少した海岸において、ヘッドランドのみで保全する場合、土砂管理で基本流入土砂量の $\gamma_S\%$ の土砂を還元する対策とヘッドランドで保全する場合、および土砂管理のみで保全する場合のそれぞれの年費用は、次式で与えられる。土砂管理のみで保全する場合には、沿岸延長にかかわらず年費用が一定であるため、沿岸延長が長い海岸ほど有利となる。

$$\text{ヘッドランドのみ} : \quad \frac{L_c}{S_\gamma} l' p_H i_n \quad (5.5.1)$$

$$\text{土砂管理+ヘッドランド} : \frac{L_c}{S_{\gamma-\gamma_s}} l' p_H i_n + \frac{\gamma_s}{100} Q_0 p_s \quad \text{ただし, } \gamma > \gamma_s \quad (5.5.2)$$

$$\text{土砂管理のみ} : \frac{\gamma}{100} Q_0 p_s \quad (5.5.3)$$

図-5.5 は、基本流入土砂量が 11 万 m³/年、入射波向 10° の海岸において、流入土砂量が基本流入土砂量の 30% と 20% 減少した 場合について、最終汀線時の汀線変化量を 0m とした時の沿岸延長に対する土砂管理とヘッドランドの各種組み合わせによる年費用の関係を示したものである。ここでは、ヘッドランドの有効堤長は 100m、実堤長は 200m とし、ヘッドランドの単価は、先端水深、外力条件、横堤の規模、構造によって 2~5 百万円/㎡ と大きく変化するが、3 百万円/㎡ とした。また、土砂管理の単価は、海岸に対して同じ効果があると考えられる養浜の単価を用いることとした。養浜の単価は、購入の場合特殊な例を除いて 3000~5000 円/㎡、サンドバイパスの諸外国の例では、\$3~9 程度であるが、5000 円/㎡ とした。

その結果、基本流入土砂量が 11 万 m³/年の海岸では、流入土砂量の減少率にかかわらず沿岸延長が約 10km 程度で、いずれの組み合わせの年費用も等しくなる。したがって、約 10km 以上の沿岸であれば、流入土砂量の減少率に関わらず土砂管理のみによる保全が有利であり、約 10km 未満の沿岸であれば、ヘッドランドで保全する方が有利となる。土砂管理の単価が 3000 円/㎡ であれば、6km で逆転する。

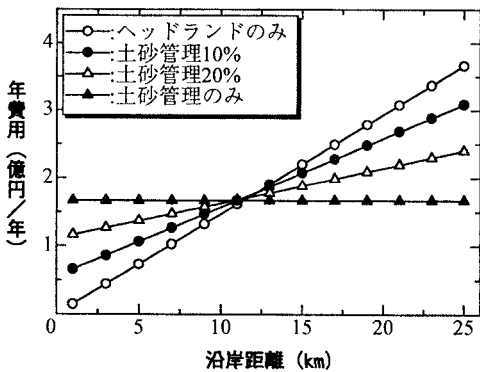
この結果は、式 (5.2) で示した最終汀線の幾何学的な特徴から生じる。すなわち、ヘッドランドのみによる保全と土砂管理のみによる保全の費用が均衡する沿岸延長(以下、費用均衡沿岸延長): L_E は、式 (5.5.1)、式 (5.5.3) より次式となる。

$$L_E = S_{\gamma} \frac{\gamma}{100} \frac{p_s}{l' p_H i_n} Q_0 \quad (5.6.1)$$

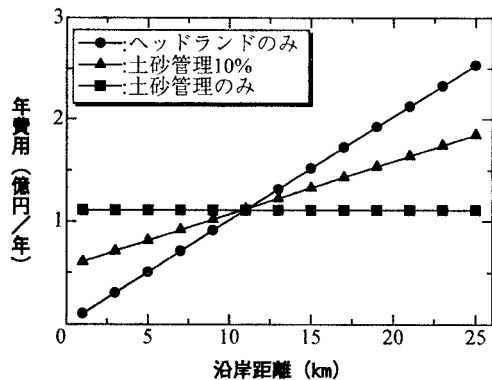
さらに、最終汀線の幾何学的な特徴を表している式 (5.2)、式 (5.3) より、次式となる。

$$L_E \approx \frac{1}{\alpha_{os}} \frac{l}{l'} \frac{p_s}{p_H i_n} Q_0 \quad (5.6.2)$$

したがって、費用均衡沿岸延長は、流入土砂量の減少率とは関係なく、ヘッドランドの基数に関する入射波向、土砂管理量に関する基本流入土砂量、および両者の単価の比の影響を受ける。なお、実際にはヘッドランドの整備には相当の期間を要し、整備途上および最終汀線に達する間に生じる一時的な汀線後退を制御する費用が必要となるが、数値実験では同時に必要な施設が整備されると仮定していることから、ここでは考慮されておらず、さらに短い沿岸延長で土砂管理による保全が有利となる可能性がある。



(a) 流入土砂量の減少率 30%



(b) 流入土砂量の減少率 20%

図-5.5 土砂管理とヘッドランドの組み合わせによる対策費用

図-5.6は、入射波向が 10° と 4.5° の場合、基本流入土砂量と費用均衡沿岸距離との関係を示している。土砂管理の単価は、 $5000\text{円}/\text{m}^3$ と $3000\text{円}/\text{m}^3$ について比較した。基本流入土砂量が少ないほど、また入射波向が大きいほど、費用均衡沿岸距離は短くなる。入射波向 10° 、土砂管理の単価 $5000\text{円}/\text{m}^3$ 、基本流入土砂量 $20\text{万m}^3/\text{年}$ の場合、費用均衡沿岸距離は約 20km となる。

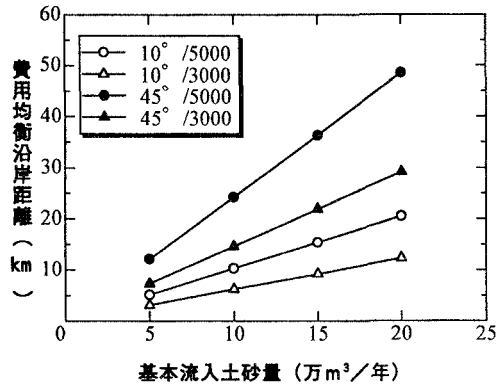


図-5.6 基本流入土砂量と費用均衡沿岸距離

5.5 まとめ

One-lineモデルによる数値実験によれば、土砂管理とヘッドランドの費用均衡沿岸距離は、流入土砂量の減少率とは関係なく、基本流入土砂量、入射波向および土砂管理の単価に大きく依存している。宇多(1997)によれば、外海・外洋に面した海岸での沿岸漂砂量は $10^5\text{m}^3/\text{年}$ のオーダーで、半島などに遮蔽されている海岸では $10^4\text{m}^3/\text{年}$ のオーダーであると報告されている。基本流入土砂量が $10^4\text{m}^3/\text{年}$ のオーダーの海岸であれば、波高、入射波向ともに小さいと考えられ、入射波向 4.5° 、基本流入土砂量 $5\text{万m}^3/\text{年}$ で評価すれば、費用均衡沿岸距離は土砂管理の単価が $5000\text{円}/\text{m}^3$ の場合約 12km となり、土砂管理による保全が有利となる可能性がある海岸は多いと考えられる。一方、沿岸漂砂量が $10^5\text{m}^3/\text{年}$ のオーダーの海岸では、波高、入射波向とも大きくなると考えられ、入射波向 10° 、基本流入土砂量 $20\text{万m}^3/\text{年}$ で評価すれば、約 20km 以上の沿岸において土砂管理による保全が有利となる可能性があり、ある程度長大な砂浜が対象となる。

今回の検討では、養浜による保全も土砂管理による保全と同様に自然な海岸が保全されると考え、土砂管理の単価に養浜の単価を用いた。しかし、養浜による場合には、その海岸を保全することが社会的に要求される間、安定した養浜材料の供給を前提とする必要がある。しかし、例えば、基本流入土砂量が $10\text{万m}^3/\text{年}$ の海岸において、流入土砂量が基本流入土砂量の30%減少した場合、不足する流入土砂をすべて養浜で賄うためには $3\text{万m}^3/\text{年}$ の養浜材料が確保されていなければならない。 3万m^3 の養浜材料をトラックで運搬するとすれば、 20t 積みのダンプトラックに換算すると約5000台分の養浜材料が必要となり、ダンプトラックの走行による不経済が発生する可能性がある。また、将来単価 $5000\text{円}/\text{m}^3$ かつ $3\text{万m}^3/\text{年}$ の養浜材料が安定に確保される保証はどこにもない。養浜材料の需要が増えれば市場価格は上昇し、また養浜材料は深海に存在する海砂利など化石資源に頼らなければならない、将来において枯渇することは明らかである。

したがって、構造物によらない海岸保全を実現するためには、いずれは流砂系一貫土砂管理により流入土砂量を還元し、循環型社会が形成される必要がある。今回の検討は、モデル海岸における費用均衡沿岸距離の傾向を示しているに過ぎないが、海岸から見れば、基本流入土砂量が少なく、入射波向が大きい海岸において、土砂管理や養浜による海岸保全が有利であり、また土砂管理や養浜のコストを低減することにより、構造物によらない海岸保全の可能性がさらに高くなることを示唆している。より多くの海岸で構造物によらない海岸保全を目指すためにも、土砂管理や養浜のコストの削減が重要な課題である。

実際の海岸では汀線が自然に湾曲しており次第に漂砂量が減少する。また、ヘッドランドの単価も、先端水深が深くなるほど高くなる。したがって、実際の海岸に即した検討が必要である。また、今回の検討にあたって用いたヘッドランドや土砂管理の単価に用いた養浜の単価には、すべての社会的な費用（例えばヘッドランドによる漁場価値の低下、養浜材料運搬に伴う不経済、ヘッドランドと養浜で確保された砂浜に対する国民の満足度の違い、将来の単価変動、機会損失など）を反映していない。また、これを流砂系へ拡張する場合には、海岸のみで経済性を評価するのではなく、流砂系全体で発生する経済、不経済についても考慮する必要がある。

6. 流砂系における土砂動態の把握と海岸保全—安倍川・静岡清水海岸流砂系を事例として—

6.1 はじめに

第5章までに述べたように海岸侵食の原因の一つとして、河川からの流出土砂量の減少が挙げられるが、それを定量的に検討した現地海岸の事例は少ない。これは、地先海岸での調査は行われているものの、流砂系や漂砂系の観点からの総合的な解析がされていないこと、河川や海岸で行われた調査で得られた情報が各々の管理者間で共有されていないことによる。このため、河川の土砂動態と連携した流砂系一貫の土砂管理を前提とした海岸保全が推進できない状況にある。そこで、ここでは安倍川と静岡・清水海岸からなる流砂系(以下では、安倍川・静岡清水海岸流砂系と呼ぶ)をケーススタディとして、既存の調査結果や文献をもとに河道内での土砂採取実態の把握、それに伴う河口部への土砂供給量の変化の推定を行う。また、海岸侵食の実態把握と土砂収支の推定、河口部への供給土砂量の変化と河口部地形の変遷に関する考察、および河川と海岸における土砂収支を推定する。さらに、それらに基づき既存の海岸保全計画(案)を評価する。

6.2 安倍川・静岡清水海岸流砂系の概要

安倍川は、静岡県静岡市梅ヶ島の大谷嶺(標高1999.7m)を源流とし、駿河湾に流入する流域面積567km²、流路延長51kmの流域をもつ一級河川である(図-6.1)。また、安倍川は我が国屈指の急流河川であり、日本三大崩れの一つである大谷崩れに代表される崩壊地から流出する土砂は、土砂災害を防ぐために設置された砂防ダムを流下し、V字谷を埋めながら扇状地を経て河口部に至る。以上の山岳を構成する地質は主に古第三系の粘板岩と砂岩の互層からなり、一部に輝緑凝灰岩層と塩基性火成岩を有する。安倍川では過去に河道内で砂利採取が行われ、それが河床低下と海岸侵食を招き問題となった。しかし、河道内での土砂採取はほぼ禁止されて、現在では河床は復元しつつあり、多くの土砂が河口部を經由して海岸に流出していると推定される。安倍川の河口部左岸には静岡清水海岸が位置しており、図-6.1に示す興津川から大崩海岸に至る漂砂系の一部をなす。また、この海岸では年間を通じて南側からの波浪が卓越するため、沿岸漂砂の方向は東向きとされており、安倍川からの供給土砂は三保松原の形成に寄与していると考えられる。



図-6.1 安倍川・静岡清水海岸流砂系

6.3 安倍川における土砂動態

安倍川における土砂動態を把握するために、まず、安倍川の下流部直轄管理区間の砂利採取許可量の経年変化を図-6.2に示す。1955年～1967年までの13年間に、直轄区間において許可量として1,400万 m^3 もの大規模な砂利採取が行われたことが分かる。その結果として図-6.3に示すように1967年には著しい河床低下が生じたが、砂利採取が禁止された1968年以降、河口から約22kmまでの安倍川河床は上昇傾向になった。特に、河口から22kmを5区間に区分したうちの最下流部の0～4km区間では、1998年の河床高が大規模砂利採取を行う前の1955年の河床高まで回復してきていることが読みとれる。

河口部への供給土砂量の変化を推定するため、1次元河床変動解析モデルを作成し1956年から1992年までの再現計算を行った。計算は1972年の河床材料調査成果を基に平均粒径38mmの代表粒度分布を河床材料として与え、1955年河床を初期河床に設定し、1956～1992年までの出水実績を外力として行った。これらの条件で37年間の河床変動再現計算を行った結果から得られた河口への流出土砂量(0km断面の通過土砂量)の経年変化を図-6.4に示す。なお、この河床変動計算モデルにより砂利採取停止(1967)後の直轄区間河床上昇が再現できていることから、

図-6.4の供給土砂量の値の信頼性は確認されている。

河口部の年間供給土砂量は、土砂採取が行われ河床が低下した1956～1970年の供給土砂量は3.7万 m^3 /年であり、近年の1971年以降の供給土砂量は13.5万 m^3 /年となっていることが図-6.4から読みとれる。以上の計算結果から1956年以前、1956～1970年、1971年以降の供給土砂量を推定すると、1956年以前は14万 m^3 /年以上で、1956～1970年では4万 m^3 /年、1971年以降では14

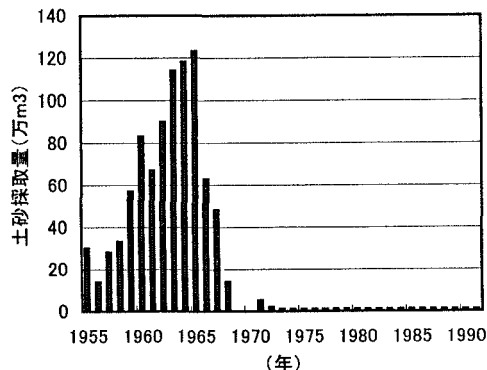


図-6.2 安倍川河道内での土砂採取の許可量

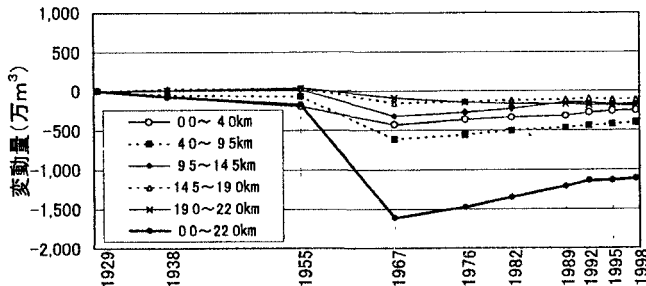


図-6.3 安倍川における河床変動量の経年変化(1929年基準)

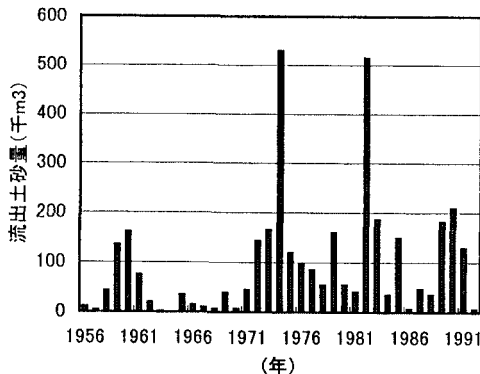


図-6.4 河口部への流出土砂量の計算結果

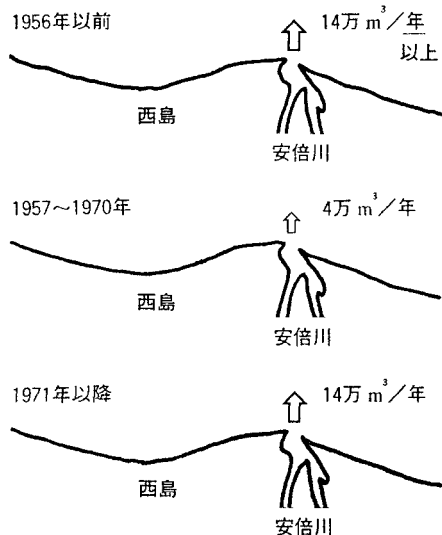


図-6.5 安倍川からの供給土砂量の推定

万 m^3 / 年となる。なお、1956 年以前においては、**図- 6.3** に示したように 1929 ~ 1955 年では河床の変動は小さいことから、安倍川の河道内での土砂採取はほとんどなかったと考え、土砂採取が禁止された 1971 年以降の土砂流出条件と同等以上と仮定した。これらを年代別に模式的に示したのが**図- 6.5** である。

6. 4 静岡清水海岸の侵食実態と土砂収支

次に、安倍川からの供給土砂により形成されたと考えられる静岡清水海岸の侵食実態について述べる。**図- 6.6(a)** に示す 1948 年と 1987 年撮影の空中写真の比較によれば、安倍川河口 ($X = 17.5km$) から $X = 7.5km$ の範囲で侵食が著しく、 $X = 7.5 \sim 0km$ で堆積が生じた。1975 ~ 1988 年までの等深線の比較から得られた汀線変化では、安倍川河口周辺の侵食域の先端が徐々に東側に広がる傾向が読み取れる。また、 $X = 7.5km$ より東側では汀線変動が小さいことから、**図- 6.6(a)** の $X = 7.5 \sim 0km$ で見られた堆積は 1979 年以前に生じたものと推定される。

図- 6.6(b) は 1983 年 ~ 1996 年までの等深線の比較から得られた汀線変化で、安倍川河口の東側では 1985 年頃から堆積傾向になり、それが徐々に東側に広がっていることが読みとれる。しかし、汀線の前進量は 100m 以下であり、上段の汀線変化と比較すると $X = 17.5 \sim 12.5km$ で 1948 年当時の海岸線位置に戻っているのみで、 $X = 12.5 \sim 9km$ では海岸線は後退したままである。また、 $X = 9km$ より東側では海岸線の後退が羽衣ノ松 ($X = 4.5km$) まで進行したことが分かる。

また、既存の深淺測量データや構造物周辺の地形変化から区間毎の土砂量を検討した結果によれば、1983 年以降では安倍川河口部東側の離岸堤群背後の海岸線が回復しており、その地形変化の解析から安倍川河口からの供給土砂量は少なくとも 10 万 m^3 / 年と推定されている。さらに、離岸堤群背後への堆積は東側に伝播しており、地形変化の解析から推定される堆積量は 10 万 m^3 / 年であり、1991 年以降は静岡海岸と清水海岸の境界付近でも年間 1 万 m^3 / 年の堆積が見られるようになった。

一方、離岸堤群東側の侵食域の広がりや伝播速度は 270m / 年で、1991 年頃までは平均約 13 万 m^3 / 年の侵食土砂量となった。しかし、ヘッドランド群が整備された最近では、清水海岸全体での侵食土砂量は地形変化の解析から 7 ~ 8 万 m^3 / 年と推定される。すなわち、ヘッドランド群の整備により約 6 万 m^3 / 年の漂砂制御効果があったことになる。ところで、羽衣ノ松より東側では西側の侵食に伴い、約 13 万 m^3 / 年の土砂供給があったと推定されるが、海岸線の前進はほとんど生じていない。

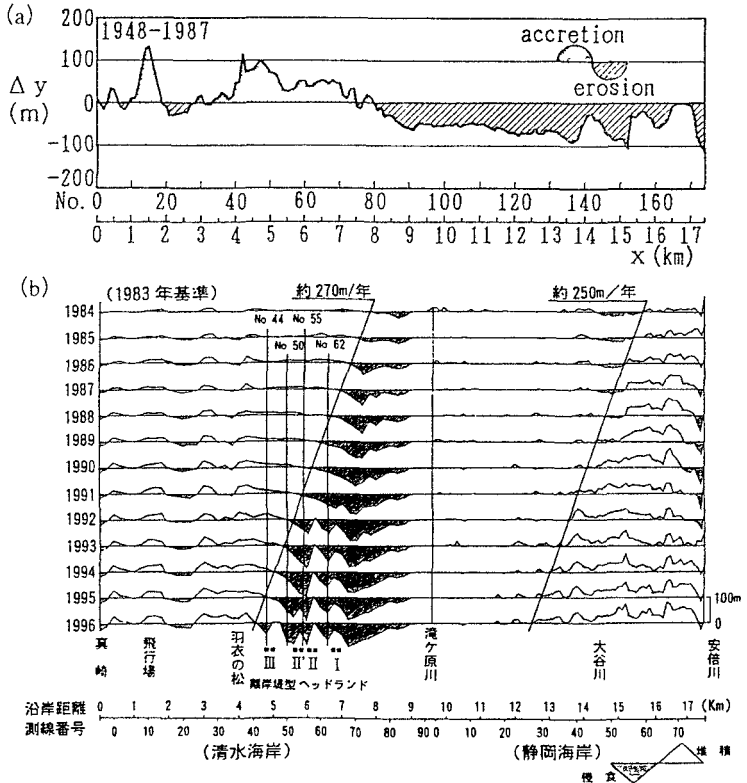


図- 6.6 静岡清水海岸の侵食実態

これは、羽衣ノ松から三保地区にかけての土砂動態において、真崎地区に約 $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の細砂が堆積し、残りの砂礫は三保地区の沖合に約 $9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の割合で堆積していると推定されるからである(例えば、佐藤ほか, 1999)。

以上の土砂収支から年代別に沿岸漂砂量を推定すると、1979年以前には静岡海岸で $13 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、清水海岸で $13 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、三保地区の沖合に $9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の流出、真崎地区に $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の堆積、1980～1990年では静岡海岸で $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、清水海岸で $13 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、三保地区の沖合に $9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、真崎地区に $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の沿岸漂砂の分布であったと推定される。

また、離岸堤型のヘッドランド群が整備されつつあった1990～2000年では静岡海岸で $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、清水海岸で $8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、三保地区の沖合に $9 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ 、真崎地区に $4 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の沿岸漂砂の分布であったと推定でき、これらを模式的に示したのが図-6.7である。

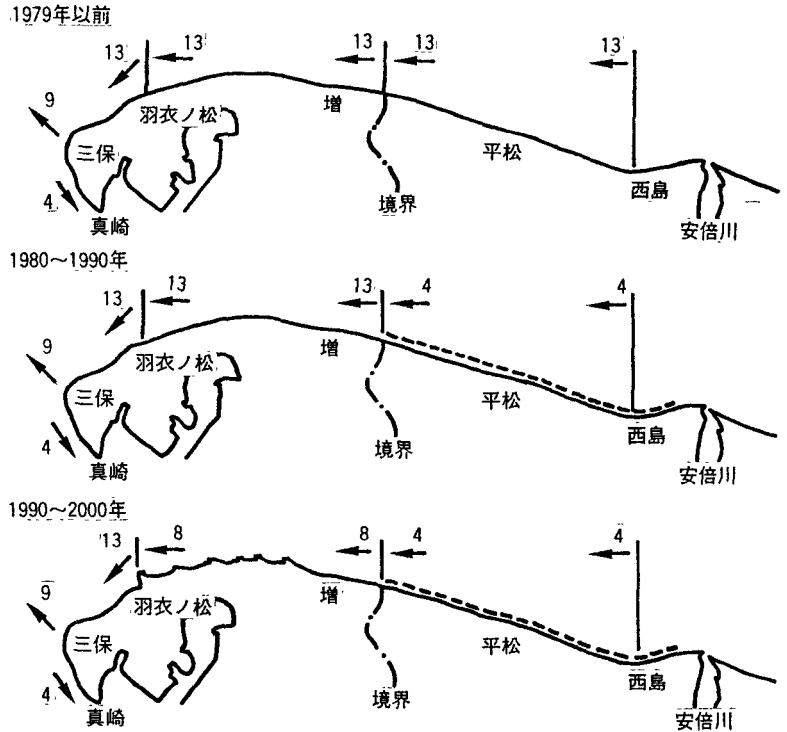


図-6.7 静岡清水海岸の土砂収支の模式図(暫定版)

6.5 河口部地形の経年変化

ここでは、海岸における土砂動態と河川における土砂動態を結びつける役割を果たす、河口部地形の経年変化について図-6.4をもとに考察する。安倍川河口部では写真-6.1に示すように1962～1972年に著しい侵食が生じ、この侵食傾向は1984年まで続いている。図-6.4に示したように1962～1971年には河口部への供給土砂量は $1.7 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ とかなり少ないことと、1962年以前においても供給土砂量が少なかったために、河口部で著しい侵食が生じたと考えられる。また、1972～1983年では $17.8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ と供給土砂量は1オーダー多くなったが、この供給土砂は河口上流部の土砂採取掘削穴の埋め戻しや河口テラスの形成に寄与し、河口部地形の復元までには至らなかったと推定される。

写真-6.2に示す1988年以降では安倍川河口左岸(静岡海岸)では砂礫浜の幅が広くなり、1962年当時の海岸線まで回復した。また、2000年になる

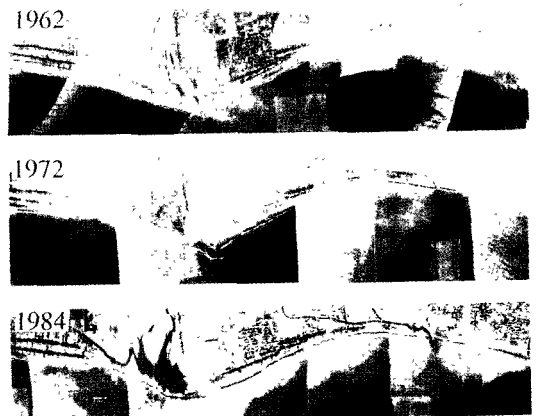


写真-6.1 河口部地形の経年変化(1962～1984年)

と静岡海岸の砂礫浜の幅はかなり広くなり、河口右岸でも砂州が 1962 年当時まで回復する傾向を示している。1984 年以降は河口上流部の土砂採取掘削穴の埋め戻しや河口テラスの形成がほぼ完了し、出水に対応して土砂が海岸に流出するようになり、1984～1992 年では $8.8 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の供給土砂(図-6.4 参照)が河口部地形の復元に寄与したと推定できる。

出水に対応した安倍川からの海岸への土砂供給はその後も続いており、河口の左岸側では海岸線が 1962 年当時よりも前進傾向となった。この海岸線の前進には侵食対策として設置された離岸堤群の堆砂効果も影響していることから、安倍川からの土砂供給が現状と同程度続けば、静岡海岸および清水海岸では海岸線が前進して 1962 年当時の砂礫浜が回復すると予測される。

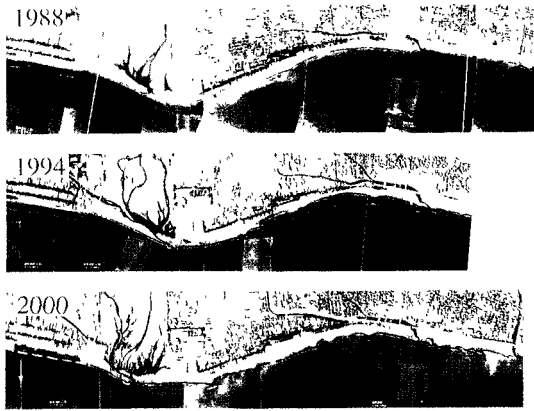


写真-6.2 河口部地形の経年変化(1988～2000年)

6.6 静岡清水海岸の海岸保全計画(案)の評価

静岡清水海岸では、侵食対策として離岸堤や消波工の設置が行われてきたが、三保松原が景勝地であることなどから、ヘッドランド群と土砂投入による対策が検討された。その結果に基づく静岡清水海岸の現状での海岸保全計画(案)は図-6.8 のように立案されている。①安倍川河口から行政界までの静岡海岸では、離岸堤が既に整備されており、安倍川からの供給土砂が望めるため、 $1 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の維持養浜を行い、モニタリング等を継続する。②清水海岸の増地区では離岸堤の設置により越波の低減を図る。③離岸堤型ヘッドランド群設置地区では海浜が安定傾向にあり、沿岸漂砂制御効果が望めるので $5 \text{ 万 m}^3/\text{年}$ の維持養浜を行い、モニタリングを継続する。④羽衣ノ松の沖合への砂礫の流出は L 字型ヘッドランドにより防止を試みる。

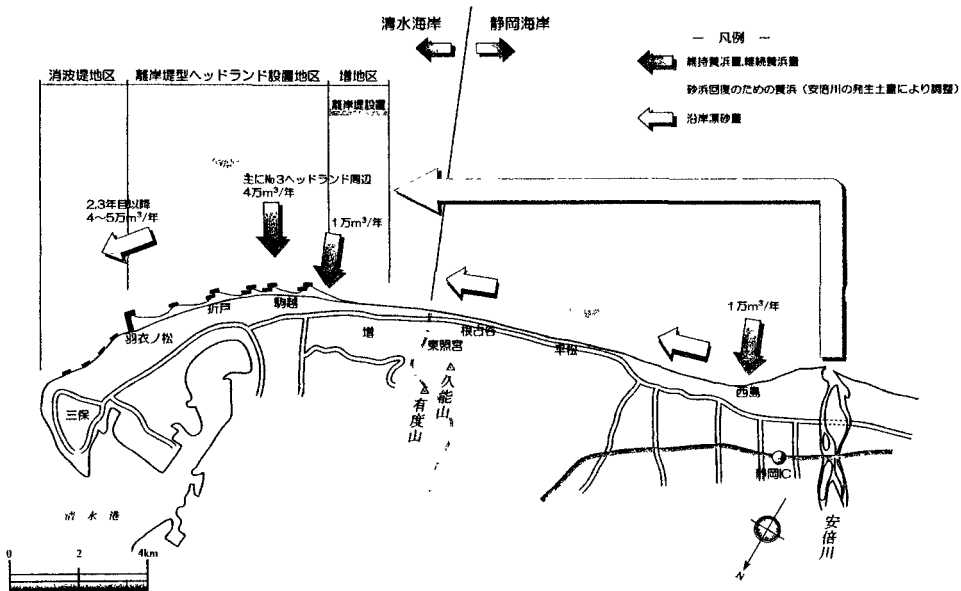


図-6.8 現状における静岡清水海岸の海岸保全計画(案)

⑤羽衣ノ松～三保地区ではL字型ヘッドランドの影響により侵食が予測されるので5万m³/年の動的養浜により保全を図る。

6.2～6.5節により河川と海岸における土砂動態の変遷が、精度に若干の問題があるものの推定できたので、河口部への供給土砂量(図-6.4)と海岸における土砂収支(図-6.7)、および河口部地形の変化から、安倍川・静岡清水海岸流砂系の各年代別の土砂収支を推定する。1956年以前は自然状態であったと仮定すれば、安倍川から河口部への流出土砂量は14万m³/年以上で河口部地形の形成と静岡清水海岸に寄与していた。静岡清水海岸の沿岸漂砂量も自然状態に近く平均的には13万m³/年で均衡しており、沿岸漂砂末端の三保地区の沖合へ9万m³/年の土砂が流出し、真崎地区付近に4万m³/年の土砂が堆積していた。

1956～1970年では安倍川の河道内で土砂採取が行われたため、河口部への流出土砂量は4万m³/年に激減した。このため、河口部地形の縮小が始まり、この侵食により漂砂下手側に13万m³/年が維持されていたが、時間の経過とともに4万m³/年に減少した。この期間では海岸線には漂砂制御施設は設置されていなかったため、静岡清水海岸、三保地区の沖合、真崎地区での土砂収支は1956年以前と同様であり、安倍川河口に近接する西島地区付近で供給土砂量4万m³/年に対して流出土砂量13万m³/年となり、海岸侵食が東側へと進行し始めた。

1971～1979年では安倍川河道内での土砂採取が規制されたため14万m³/年の土砂が河口部に流

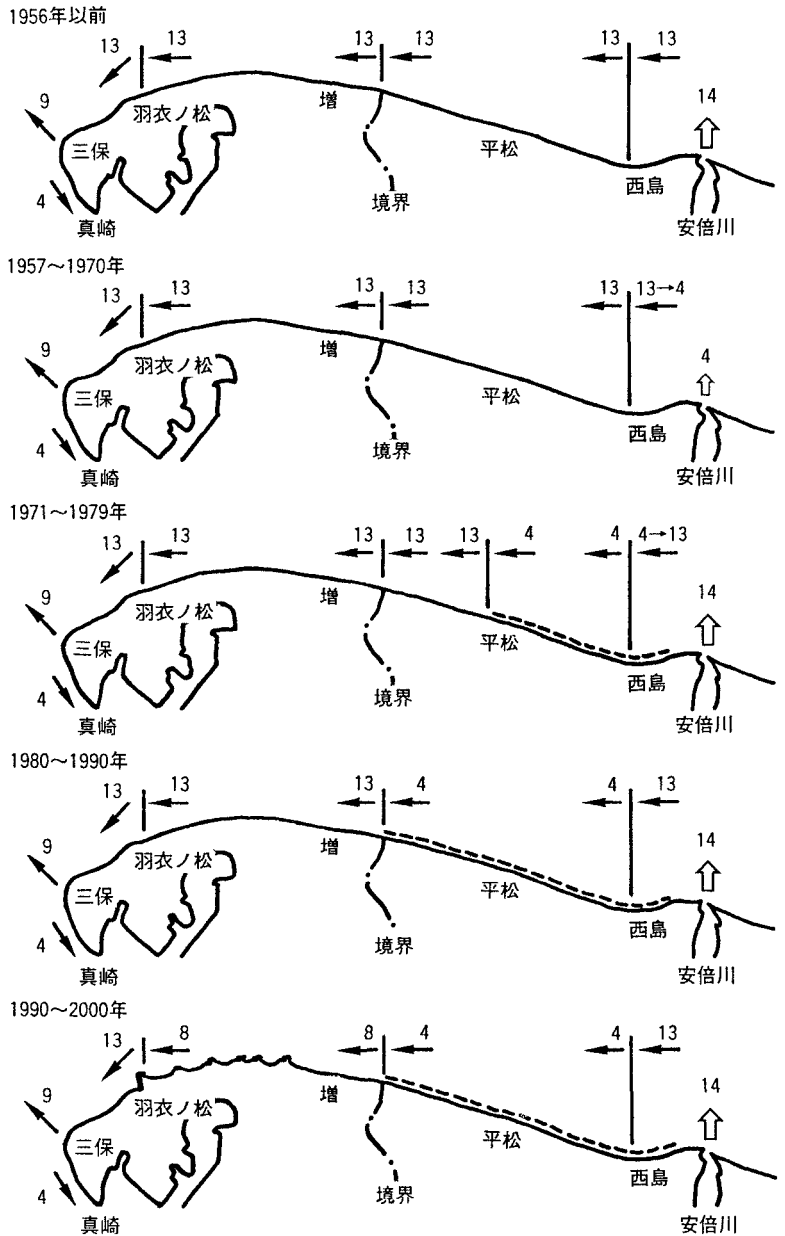


図-6.9 安倍川・静岡清水海岸流砂系における土砂収支の模式図(暫定版)

出したが、河口部地形の復元に寄与し、漂砂下手側への供給土砂量は 4 万 m^3 / 年と増加はしなかった。一方、1970 年以降では安倍川河口から平松地区付近までは離岸堤により沿岸漂砂量は 4 万 m^3 / 年に制御され、この区間では供給土砂量と流出土砂量が均衡して安定状態になった。しかし、平松地区より東側での土砂収支は 1956 年以前と同様であったため、平松地区付近で供給土砂量 4 万 m^3 / 年に対して流出土砂量 13 万 m^3 / 年となり、海岸侵食がさらに東側へと進行し離岸堤が設置された。

1980 ~ 1990 年では河口部での土砂採取掘削穴の埋め戻しと河口テラスの復元がほぼ完了し、河口部への流出土砂が静岡海岸に寄与するようになり、離岸堤背後に 10 万 m^3 / 年の土砂堆積が見られるようになり、その堆積現象は東側へ 250m / 年で進行している。しかし、離岸堤が整備された静岡海岸と清水海岸の境界では供給土砂量 4 万 m^3 / 年に対して流出土砂量 13 万 m^3 / 年となり、海岸侵食がさらに東側へと進行することが予測された。

そこで、1990 年以降では清水海岸の侵食対策として離岸堤型ヘッドランド群が施工されはじめ、羽衣ノ松に L 型ヘッドランドが設置された。この場合、安倍川から河口部への流出土砂量は 14 万 m^3 / 年で、それが東側の海岸に供給されて、西島地区から静岡海岸と清水海岸の境界までの離岸堤により 4 万 m^3 / 年の沿岸漂砂量に制御されている区間では、海岸線は安定し河口部に近いところから堆積が進んで砂浜が復元すると期待される。

しかし、その堆積がまだ達していない静岡海岸と清水海岸の境界東側では、離岸堤により制御された沿岸漂砂量は 4 万 m^3 / 年で、ヘッドランド群により制御される沿岸漂砂量は 8 万 m^3 / 年であるため、4 万 m^3 / 年の差分により侵食が進むと予測される。また、静岡海岸と清水海岸の境界から羽衣ノ松までの区間では、増地区が侵食されることにより供給される土砂量と、ヘッドランド群により制御される沿岸漂砂量が均衡して安定する。

一方、羽衣ノ松より東側では三保地区の沖合への 9 万 m^3 / 年の土砂流出、真崎地区付近への 4 万 m^3 / 年の土砂堆積は変化しないために 13 万 m^3 / 年の供給土砂が必要とされる。しかし、羽衣ノ松の L 型ヘッドランドからは 8 万 m^3 / 年の土砂供給があるのみであるから、供給土砂量と流出土砂量に 5 万 m^3 / 年の差分が生じ侵食されるので、この侵食対策として現状では消波堤が設置されている。

以上の土砂収支を模式的に図-6.9 に示したが、これによれば安倍川から河口部への流出土砂が期待でき、安倍川・静岡清水海岸流砂系土砂管理のもとでの海岸保全として、安倍川河道への堆積土砂の再配分が次のように提案できる。①河口部から静岡海岸と清水海岸の境界までは、安倍川から河口部への流出土砂が東側海岸に堆積して、砂徐々に砂浜が復元していく過程が見られる。また、この区間には離岸堤群が設置されているので、土砂投入等を行う必要性はなく、地形変化などのモニタリングを継続するのが望ましい。②供給土砂量が 4 万 m^3 / 年で、流出土砂量が 8 万 m^3 / 年と沿岸漂砂量に不均衡が見られる増地区より東側では、差分の 4 万 m^3 / 年を供給すればよいが、増地区付近では現在までに侵食がかなり進んでいるので砂浜を復元するためには、大量の養浜もしくは離岸堤の設置による砂浜の創出が必要とされる。この大量の養浜と動的養浜に、可能であれば安倍川河道への堆積土砂を利用する。③羽衣ノ松の L 型ヘッドランド東側には供給土砂量 8 万 m^3 / 年と流出土砂量 13 万 m^3 / 年の差分の 5 万 m^3 / 年の土砂を供給する。この動的養浜にも、可能であれば安倍川河道への堆積土砂を利用する。

以上の流砂系土砂管理の観点からの安倍川河道内への堆積土砂の再配分計画(案)は図-6.8 とほぼ同様の計画となり、土砂の投入位置や増地区での対策を検討すれば、安倍川・静岡清水海岸流砂系における一貫した土砂管理のもとでの海岸保全が可能である。なお、この流砂系では深淺測量データから得られた土砂収支をもとにしているが、沿岸漂砂量の各年代別の推定手法としては、海岸線の方向と営力としての波浪の卓越波向から求める手法もあり、今後はこの手法による安倍川・静岡清水海岸流砂系の海岸保全計画(案)の検討と評価も必要とされる。

6. 7 おわりに

海岸を構成する有効粒径集団と河口直上流セグメントの有効粒径集団が同じ流砂系で、河口付近で年間供給土砂量と同程度、もしくはこれを大きく上回るような大量の砂利掘削・河道掘削が行われると、河口からの流出土砂量が減少し海岸侵食の原因となる。河口からの流出土砂量が減少する原因は、掘削に伴う河口付近での掃流力の低下、あるいは上流からの供給土砂量の遮断であると考えられる。このような場合、砂利採取・河道掘削を停止した後数年を経て、河口からの流出土砂量が回復すると海岸侵食も停止・回復する。このような流砂系における最も効果的な土砂管理施策は、砂利掘削・河道掘削の禁止である。

実際に、ここで事例として取り上げた安倍川・静岡清水海岸流砂系では、砂利掘削を停止して数年後には河口周辺の侵食が終焉するとともに、その河口部地形と東側の砂浜が回復している。しかし、安倍川では砂利掘削停止後河床が上昇し始め、河道疎通能力確保・堤防の対侵食安全度確保の面から再び河道掘削が必要な状況となっている(例えば、宇多ほか、2000)。このように、砂利掘削を単純に禁止すると弊害が生じる場合もあり、砂利掘削の禁止ではなく制御という観点からは河川・海岸の流砂の連続性を維持しつつ掘削する方策、例えば、河道で掘削した土砂を河口に置く方法も検討されるべきである。

この方策を検討する上で不可欠なのが、掘削の影響をシミュレーションする手法であるが、安倍川・静岡清水海岸流砂系における1次元河床変動解析モデルによる検討では、掘削の影響による流砂の遮断・上流からの供給土砂の遮断のメカニズムをうまく再現できなかった。この原因が、砂利掘削をうまくモデルに組み込むことができなかったためか、1次元河床変動解析の限界であるかは明確ではない。今後、流砂の連続性を維持できる砂利掘削の方法(場所、大きさ、深さなど)について検討できるシミュレーション手法の確立が必要とされる。

謝辞：本章をとりまとめるにあたっては、国土交通省中部地方整備局静岡河川工事事務所、静岡県土木部河川海岸整備室から資料を提供していただいた。ここに記して、関係各位に謝意を表します。

7. 結語

土砂管理は、山地、河川、海岸および都市で個別に最適化されてきた土砂管理から流域単位の流域土砂管理へ、さらに流砂系土砂管理へと進化してきた。土砂を管理するには、土砂移動の物理的なシステム1つを取り上げてみても、非常に複雑なシステムを対象としなければならない。さらに、空間スケールが大きくなると、土砂を取り巻く社会システムも拡大することになる。この社会システムが、物理システムに影響を与えていることは明らかである。したがって、この両者を切り離して議論することは、バランスの欠いた議論を進めることになりかねない。

一方、持続可能な社会を形成するためには、消費型社会から脱却し、循環型社会へスムーズに移行していく必要がある。この変化は一種のパラダイムシフトであり、未知な世界へ飛躍しなければならない。この飛躍を躊躇する1つの要因として、将来の生活水準に対する不安が考えられる。

本稿の第2章で物理と社会が織り成してできた現実の世界のすさまじさを示し、第3章で物理世界の仕組みを理解した上で、第4章では、流砂系一貫土砂管理による循環型社会の形成により、より自然に近い海岸を保全できることを示し、未知な世界がすばらしい物であることを示したつもりである。そして、第5章では、将来の生活水準への不安に対して社会システムの1つの側面である経済的な観点から検証し、手が届かないほど遠い世界ではないことを示したつもりである。また、第6章では勇気をもって飛躍した先進的な事例をとりあげ、飛躍しようとしている者にエールを送ったつもりである。

循環型社会への移行のためには、ここで主に取り上げた海岸工学を中心とする自然科学とともに経済学をはじめとする社会科学を駆使して、既存の社会システムを脱却・改変する必要がある。新しい海岸法では、都道府県知事が保全基本計画を作成するにあたり、住民の意見を反映させるための必要な措置を講じること

が義務つけられた。大いに議論されることが望まれる。

最後に本稿の作成にあたり多くの方々のご助言をいただいたことに対して改めて謝意を表す。

参考文献

宇多高明(1997)：「日本の海岸侵食」，山海堂，442p.

宇多高明・竹村具美・水野正樹・小川義忠(2000)：流砂系の観点から見た安倍川の治水安全度の確保と静岡・清水海岸の海岸保全の検討，河川技術に関する論文集，第6巻，pp.339－344.

岸田弘之・清水雅行(2000)：海岸情報調査による海岸侵食・堆積の抽出，海岸工学論文集，第47巻，pp.681－685.

建設省河川局(1997)：「改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説」，(社)日本河川協会，591p.

小池一之(1974)：砂浜海岸線の変化について(予報)，地理学評論，第47巻11号，pp.719－725.

佐藤愼司・鈴木忠彦・瀬戸尾勝・松浦吉洋・山本吉道・花田昌幸(1999)：清水海岸海底谷周辺の波・流れと漂砂機構，海岸工学論文集，第46巻，pp.671－675.

田中茂信・小荒井 衛・深沢 満(1993)：地形図の比較による全国の海岸線変化，海岸工学論文集，第40巻，pp.416－420.

土木学会海岸工学委員会(1998)：「漂砂環境の創造に向けて」，(社)土木学会，359p.