

海浜縦断形の安定化機構を組み込んだ等深線変化モデル

芹沢 真澄* ・宇多 高明** ・三波 俊郎***
古池 鋼*** ・熊田 貴之****

沿岸漂砂による長期的海浜変形を予測でき、かつ扱いが容易な等深線変化モデルの改良を行い、離岸堤を始めとする複雑な構造物の配置を汎用的に扱う方法を開発した。また岸沖漂砂に起因する海浜縦断形の安定化機構を組み込むことによって、従来は検討することができなかった沿岸漂砂が卓越する海岸に設置された突堤・離岸堤より沖の等深線変化を再現可能な実用的モデルを開発した。突堤周辺の海浜変形、離岸堤周辺の海浜変形、緩傾斜堤岸周辺の計算を行ない、それぞれ実験結果と比較し、モデルの適用性を確認した。

1. ま え が き

等深線変化モデル (宇多・河野, 1996) は扱いが容易で、沿岸漂砂による長期的海浜変形を予測できる点で現地海岸の侵食予測への適用性が高い。しかし沿岸漂砂が卓越する海岸に設置された突堤では先端より沖の等深線変化が再現できず、また離岸堤を始めとする複雑な構造物配置を汎用的に扱う方法が確立されていないなど、実務上限界があった。そこで本研究では、従来の等深線変化モデルに岸沖漂砂に起因する海浜縦断形の安定化機構を組み込み、これらを解決する実用的なモデルを開発した。

2. 計算方法

2.1 漂砂量式

沿岸方向に x 軸、沖向きに y 軸をとる。また xy 平面の中に $z=z_1, \dots, z_n$ に対応する等深線を配す。ここに z を上向きの鉛直座標として定めた時、等深線変化モデルでは沿岸方向各地点 x から各等深線までの沖向き距離 $Y(x, z, t)$ で地形を表現する。ここに t は時間である。まず沿岸方向単位幅あたりの岸沖漂砂量 q_z について考える。本研究で対象とする岸沖漂砂に起因する縦断形変化は、暴浪による短時間スケールの地形変化ではなく、沿岸漂砂と同等の長時間スケールの変化を有するものとする。

Dean (1991) によれば、海浜縦断形には平衡断面が存在し、断面形が変化すれば漂砂を介して復元力が働く。ここでは従来の等深線変化モデルにこの安定化機構を組み込んだ。概念図を図-1 に示す。これは Bakker (1968) の考え方になったもので、海浜の平衡勾配 $\tan \beta_c$ を考えた時、重力による斜面下方への作用と、波による斜面上方への作用が均衡している場合、岸沖漂砂 q_z は 0 である。勾配が平衡勾配 $\tan \beta_c$ より急な場合、 q_z は沖向き、平衡勾配 $\tan \beta_c$ より緩ければ q_z は斜面上方へ向く。岸沖漂砂量は式 (1) で表される (図-1 参照)。

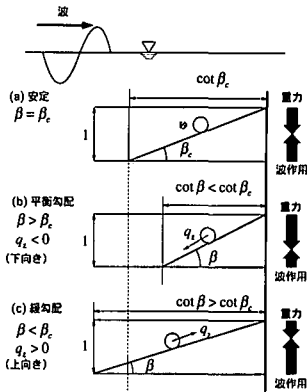


図-1 海浜縦断形の安定化機構

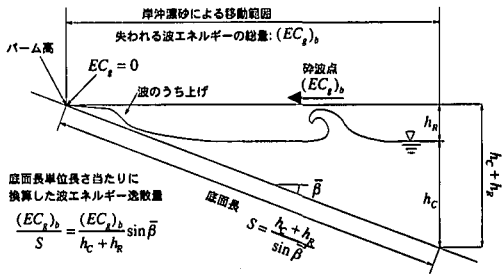


図-2 岸沖漂砂と波エネルギーの逸散量

$$q_z = A \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに $\cot \beta$ は等深線の間隔である。

$$\cot \beta = - \frac{\partial Y}{\partial z} \dots \dots \dots (2)$$

式 (1) の比例係数 A は縦断形の復元の速さに対応するもので、 A は波作用の強さに比例すると考えられる。岸沖漂砂の起こる範囲と波エネルギーの逸散量の関係について図-2 をもとに考える。

砂移動は、波による地形変化の限界水深 h_c と波のうち上げ高で定まる h_r で挟まれた区間で生ずるとする。この時、沖合から岸向きに輸送される波エネルギーは $(EC_p)_0$ であるが、これは碎波減衰、海浜へのうち上げを経て消

* 正 会 員 海岸研究室(有)
** 正 会 員 工 博 国土交通省国土技術政策総合研究所研究総務官
*** 海岸研究室(有)
**** 学生会員 日本大学大学院理工学研究科

失する。このとき消失したエネルギーに相当する仕事が海浜になされ、 $-h_c$ から h_R の範囲の海底面で土砂移動が起こる。したがって大局的には、 A は砕波点でのエネルギーフラックスを $-h_c$ から h_R の海底の底面長 S で割ったものに比例する。そこで図-2に示す海底底面長を考えたとき、底面の単位長さあたりに換算した波エネルギー逸散量は次式となる。

$$(EC_g)_b/S = \frac{(EC_g)_b}{h_c + h_R} \sin \beta_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

また、海浜変形は砕波帯や汀線付近では著しく、沖合では小さくなる。したがって岸沖漂砂の強さは水深方向分布をもつ。そこで岸沖漂砂の強度分布関数 $\varepsilon_x(z)$ 、岸沖方向の漂砂量係数 K_x を導入し、 A を式(4)で、岸沖漂砂量を式(5)で与える。ただし $\varepsilon_x(z)$ は式(6)のように $-h_c$ から h_R の積分値が1になるよう定義する。

$$A = \varepsilon_x(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$q_x = \varepsilon_x(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \sin \beta_c \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\int_{-h_c}^{h_R} \varepsilon_x(z) dz = 1 \quad \dots\dots\dots (6)$$

以上は、波が海岸線に直角入射する場合であるが、斜め入射波の条件下においては、上式の $(EC_g)_b$ を等深線の単位長さ当りの岸向き成分に改めればよい。 α_b を砕波角とすると、岸向き成分 $(EC_g)_b \cos \alpha_b$ に、等深線の単位長さに作用する波峰線幅 $\cos \alpha_b$ を乗じると次式を得る。

$$q_x = \varepsilon_x(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \cos^2 \alpha_b \sin \beta_c \cdot \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_c} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで α_b を微小とすれば、 $\cos^2 \alpha_b \approx 1$ が成立する。数値計算ではこの近似を適用し、式(5)を用いた。また β_c には構造物設置前の自然状態の海浜勾配角を与える。バーム高より高い領域と限界水深以深の領域では土砂の落ち込みに対する安息勾配を与える。 $\varepsilon_x(z)$ は、沿岸漂砂量の水深方向分布 $\varepsilon_x(z)$ と等しいとし、宇多・河野(1996)の3次式で与えた。岸沖方向の漂砂量係数 K_x は沿岸漂砂量係数 K_x の0.2倍とした。

一方、沿岸漂砂量 q_x の基礎式は宇多・河野(1996)と同一であり、式(8)で与える。等深線変化は、沿岸漂砂と岸沖漂砂の両方からなる沿岸・鉛直方向の2次元の連続式(9)で計算する。

$$q_x = \varepsilon_x(z) \cdot K_x \cdot (EC_g)_b \cos \alpha_b \sin \alpha_b \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = -\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_z}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (9)$$

2.2 基礎方程式の物理的解釈

簡単のため沿岸・岸沖漂砂量分布が水深方向に一樣分布と仮定すれば式(10)が成立する。

$$\varepsilon_x(z) = \varepsilon_z(z) = 1/(h_c + h_R) \quad \dots\dots\dots (10)$$

波浪場が沿岸方向に一樣で、砕波角 α_b が小さく、また平衡勾配角 β_c が一定と仮定すると、式(7)、(8)、(9)より次式を得る。

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = B_x \frac{\partial^2 Y}{\partial x^2} + B_z \frac{\partial^2 Y}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$B_x = K_x \frac{(EC_g)_b}{h_c + h_R} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$B_z = K_z \frac{(EC_g)_b}{h_c + h_R} \sin \beta_c \tan \beta_c \quad \dots\dots\dots (13)$$

式(11)は2次元の拡散方程式であり、等深線変化が沿岸漂砂による変化(第1項)と岸沖漂砂による変化(第2項)からなる。第1項は従来の等深線変化モデルと同一であり、沿岸漂砂によって等深線の凹凸が平滑化される効果を表す。第2項は縦断面形の変化 $\partial Y/\partial t$ が曲率 $\partial^2 Y/\partial z^2$ に比例することを意味し、突出した箇所では $\partial^2 Y/\partial z^2 < 0$ であって $\partial Y/\partial t < 0$ となる(等深線の後退)。凹んでいればこの逆となる。各地点の勾配角が平衡勾配角 β_c になると安定化する。

このように、当モデルは、岸沖漂砂を無視すれば各等深線が波向に直角となって安定するという従来の等深線変化モデルの安定化機構と、沿岸漂砂を無視すれば各地点間の勾配が平衡勾配に達して安定するという2つの安定化機構を備えている。

2.3 計算の手順

計算においては鉛直・沿岸方向にそれぞれ離散化する。鉛直方向には図-3に示すように各水深に対応した等深線の位置を定め、各等深線間に岸沖漂砂量の計算点を配する。岸沖漂砂量の鉛直分布は図-3に示すように、水深 $-h_c$ から h_R までの区間に分布し、鉛直積分が1となるよう与え、その分布形 $(\varepsilon_z(z))$ が沿岸漂砂量の鉛直分布と等しいとする。

計算手順は、初期地形と入射波条件を与え、式(5)、(8)より岸沖漂砂量、沿岸漂砂量を計算し、式(9)で等深線変化量を計算する。境界条件は漂砂量=0とする。

2.4 重力による海浜断面の崩壊の扱い

バーム高より高い領域と限界水深以深の領域では安息勾配を越えると土砂の落ち込みが生じる。これは β_c に安息角を与えることで計算する。

宇多・河野(1996)は、沿岸漂砂の連続式の計算とは別ルーチンとして、断面毎に土砂収支を保ってこの断面変化を補正する方法を取ったが、ここでは岸沖漂砂量 q_x として連続式に入れて波による岸沖漂砂と同時に計算できるようにした。

土砂の落ち込みは重力によるものであり、波による海浜変形に比べごく短時間で生じると考えられる。そこで、

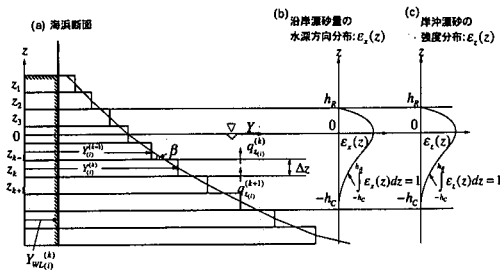


図-3 鉛直方向の離散化

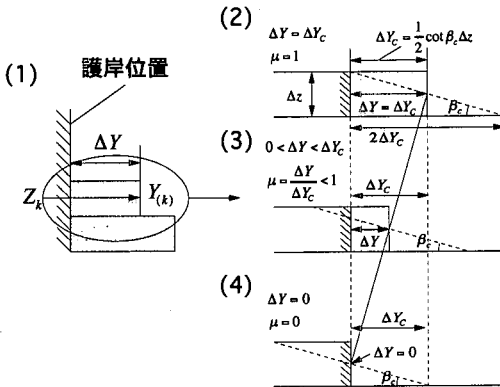


図-4 護岸周辺での漂砂量低減率の扱い

A には数値計算が発散しない範囲内でできるだけ大きな値 A_0 を設定する。まず岸沖漂砂を式(14)とおき、沿岸漂砂を無視すると連続式(9)は1次元の拡散方程式(15)となる。この拡散方程式を差分法で計算するときの安定条件は式(16)の R_s 値が1/2以下になることである。式(16)より A_0 は式(17)で表され、この式に R_s 値を与えれば A_0 が計算できる。 R_s 値は計算が発散しないためには0.5以下とする必要がある。本計算では安全側を考え2.5倍の安全率をとり R_s 値には $0.5/2.5=0.2$ を用いた。 $R_s=0.2$ を与えて β が β_0 を越えたときに式(17)で A_0 を計算し式(14)で q_z を計算した。

$$q_z = A_0 \left(\frac{\cot \beta}{\cot \beta_0} - 1 \right) \quad (14)$$

$$\frac{\partial Y}{\partial t} = \frac{A_0}{\cot \beta_0} \frac{\partial^2 Y}{\partial x^2} \quad (15)$$

安定条件：

$$R_s = \frac{A_0}{\cot \beta_0} \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \leq \frac{1}{2} \quad (16)$$

$$A_0 = R_s \cot \beta_0 \frac{(\Delta z)^2}{\Delta t} \quad (\beta > \beta_0) \quad (17)$$

2.5 構造物の扱い

護岸・突堤・離岸堤などの構造物を統一的に扱える構造物境界の処理方法として、池野ら(2001)が3次元モデルで露岩域の漂砂を扱った方法を護岸に応用した。等

深線が護岸に接近した場合、低減率 μ を乗じて漂砂量を低減するもので、式(18)~(21)に示すように扱う。図-4に示すように低減率 μ は護岸に張り付くと漂砂量が0となるよう定め、等深線と護岸との距離 ΔY に比例するように与える。漂砂の低減が始まる距離 ΔY_c は図-4(2)のように護岸前面の矩形のセルを平衡勾配角 β_c を有する三角形に考えたとき護岸が露出し護岸の影響が始める($\mu=1$)と考えれば、式(20)、(21)が成立する。漂砂量と等深線の計算点は1/2メッシュずれていることから μ には漂砂上手側のセルの値を用いた。突堤先端部、離岸堤背後および沖側境界についてもこの方法が適用できる。離岸堤設置区間では計算領域を岸側と沖側に分割して計算する。

$$q_x^{(k)} = \mu^{(k)} \cdot q_x^{(k)} \quad (18)$$

$$q_z^{(k)} = \mu^{(k)} \cdot q_z^{(k)} \quad (19)$$

$$\mu^{(k)} = \frac{\Delta Y^{(k)}}{\Delta Y_c^{(k)}} \quad (0 \leq \mu^{(k)} \leq 1) \quad (20)$$

$$\Delta Y_c^{(k)} = \frac{1}{2} \cot \beta_c^{(k)} \cdot \Delta z \quad (21)$$

3. 実験結果と計算結果の比較

3.1 海底掘削後の海浜変形

図-5は、両端が岬などによって閉じられた漂砂の系において、沖合で海底掘削が行われた場合の海浜変形計算の結果である。波が直角入射する平行等深線地形において水深-3m~-10m区間で底辺長200mの台形状に掘削が行われた後の海浜変形である。140, 550, 8760ステップ後の海浜形状がそれぞれ図-5(a), (b), (c)である。時間経過とともに掘削穴の周辺では h_c より浅の等深線が後退し、掘削穴では埋め戻しが進んでいく。8760ステップでは埋め戻しが完全に終了し、全ての等深線は沿岸方向に平行となった。当初掘削穴の岸側には急斜面が存在したが、埋め戻しによってこの急斜面は消失した。初期は等深線間隔が同一な平行等深線であったことを考慮すると、地形変化が終了後の等深線では、海底掘削の影響は h_c より水深の大きな等深線には窪んだ地形の一部に残されている。また掘削穴の岸側直近だけではなく、海岸線全域で浜崖が形成されて等高線の間隔が狭まったことに現れている。このような掘削穴の埋め戻しによる浜崖侵食は芥沢ら(1998)によっても指摘されている。

3.2 護岸前面における前浜の新形成

沿岸漂砂が卓越する海岸において海岸線に沿って護岸があり、しかも護岸位置が汀線と重なっている場合を考える。このような条件下で沿岸漂砂の下流端に突堤やヘッドランドが造られて沿岸漂砂が阻止されたとする。この場合、当初は前浜が存在しないが、時間経過とともに突堤やヘッドランドによって阻止された沿岸漂砂が堆

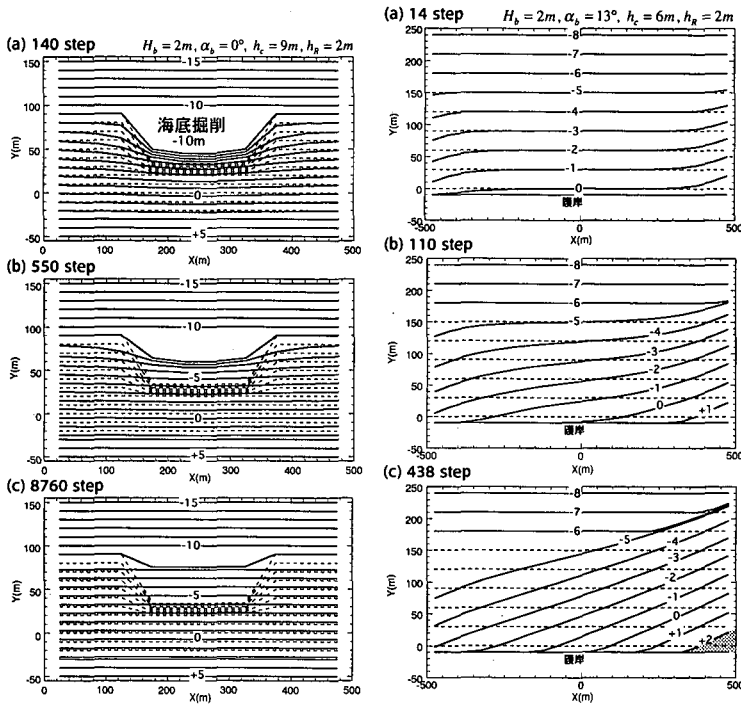


図-5 海底掘削穴の復元計算

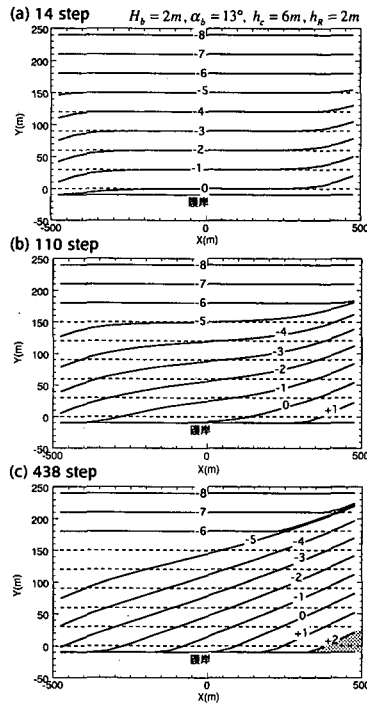


図-6 護岸隅角部での海浜変形

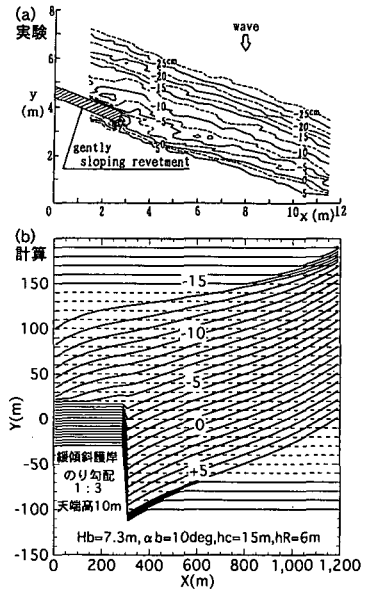


図-7 緩傾斜護岸周辺での海浜変形

積し、前浜が形成されることはしばしば現地海岸で観察される現象である。このような現象は、従来の等深線変化モデルのように純粋に砂が沿岸方向に移動するのみでは再現できない。当初全く存在しなかった陸上部に等高線が現れるものであるからである。そこで海底勾配 1/30 の一様海浜に碎波角 13° で波が斜め入射する条件で計算を行った。境界条件として両端は漂砂の移動がない固定境界とし、汀線上には連続的に護岸が延びているものとする。波が斜め入射するために、右向きの沿岸漂砂が卓越する。図-6(a), (b), (c) には 14, 110, 438 ステップ後の等深線形状を示す。時間経過とともに中央から左側では等深線が後退し、右側では前進する。注目すべきは右端近傍でハッチを付けた標高 2 m の平坦面である。この平坦面は当初存在していなかったが、右端の不透過壁に砂移動が阻まれた結果砂が堆積し、水面上まで堆積空間が広がり、最終的に標高 2 m のバームが形成され、その区域が時間経過とともに広がってきたことが分かる。

3.3 緩傾斜護岸周辺の海浜変形

図-7 は 1/10 勾配の海岸に、のり先を汀線位置に一致させて 1/3 勾配の緩傾斜護岸を設置した場合の海浜変形である。図-7(a) は宇多ら (1991) による実験結果、(b) は計算結果である。模型実験では $H_o = 5$ cm の波浪を碎波角 10° で斜め入射させている。また、計算では模型の 100 倍スケールを対象としている。計算によれば、護岸下

手側端部で浜崖を形成しつつ等深線が後退して侵食が進む状況が良く再現できている。護岸は左端の突堤の下手に位置するため護岸前面は侵食され -5 m (実験では -5 cm) の等深線が護岸に張り付いている。緩傾斜護岸前面の地盤が低下して護岸基部が露出していく状況が再現されている。

3.4 突堤群沖での等深線の蛇行

図-8(a), (b) は勾配 1/10 の海岸に設置された 3 基の突堤群に $H_o = 3$ cm の入射波が碎波角 10° で斜め入射した時の実験結果 (宇多ら, 1987) と、模型の 100 倍スケールを対象に行った計算結果である。図-8(a) が実験結果、図-8(b) が計算結果である。いずれも突堤長が短く、突堤先端を沿岸漂砂が通過する条件にある。突堤間では、先端水深より浅い領域では波向にほぼ直角で直線状の等深線形状となって安定する状況が再現されているが、注目すべきは突堤先端部沖で等深線が蛇行するという特徴が再現されている点である。これは縦断地形の安定化機構を組み込むことではじめて再現できた。

3.5 離岸堤群沖での等深線の蛇行

図-9(a), (b) は離岸堤群に対する実験結果との比較である。離岸堤背後の等深線変化の計算では、離岸堤の回折係数 K_d と回折波向 θ_d の分布を方向分散法 (芹沢ら 1993) で求め、離岸堤を設置しない場合の碎波波高に K_d を乗じて低減させた。波向には各地点の回折波向 θ_d を用いて、各地点の波エネルギーフラックスを計算し、沿岸

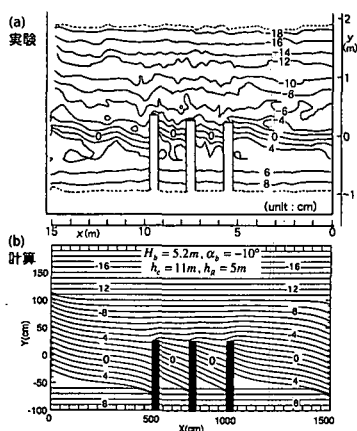


図-8 突堤周辺での海浜変形

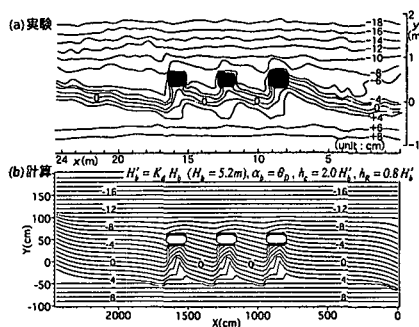


図-9 離岸堤周辺での海浜変形

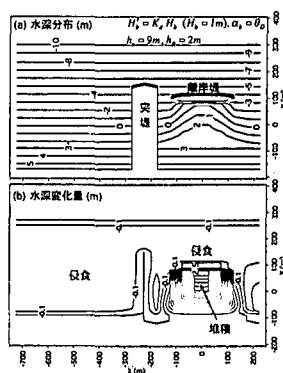


図-10 ポケットビーチ内での離岸堤建設による広域侵食

漂砂量の計算式(8)には小笹・ブランプトンの項を加えて計算した。

図-9によれば、離岸堤背後でのトンボロの形成と、斜め入射波による沿岸漂砂による離岸堤沖の等深線の蛇行が再現されている。

3.6 閉じた漂砂系での離岸堤建設に伴う土砂バランスの変化

両端を岬などに区切られ、沿岸漂砂の出入りがない海岸において離岸堤が建設される場合の地形変化についてモデル的に検討する。沿岸方向に500mの海岸線において堤長200mの離岸堤を離岸距離100mに設置する。波は直角入射するとし、 h_c は-9mとする。一般に離岸堤を設置すれば離岸堤による波の遮蔽効果によって離岸堤背後に堆砂が起こる。この堆砂が過剰になることを防止するためにしばしばその隣接域に突堤などが建設されて沿岸漂砂による過剰な堆砂の防止が図られる。これを念頭に海浜の中央に先端水深が5mの突堤を設置した条件で海浜変形予測を行った。平行等深線形状から出発し、十分時間の経過した87600ステップ目の海浜形状を図-10(a)に示す。離岸堤の堆砂効果によって離岸堤の両脇から砂が運ばれ、舌状砂州が形成される。この図のみでは海浜変形は突堤より右側の区域に限定されるように見える。しかし初期地形からの変化量の分布(図-10(b))によれば、離岸堤背後での大量の堆砂に釣り合う土砂は離岸堤沖だけではなく、突堤左側の区域からも運び込まれている。すなわち先端水深が h_c まで延びた大突堤を建設しない限り、沿岸漂砂移動が可能な h_c 以浅の全領域から砂が運び込まれることが分かる。ここでは1基の離岸堤を設置したのみであるが数基の離岸堤を設置して

も原理的に見て同じ結果を得る。このことは侵食対策としての離岸堤を閉じた漂砂系で建設すると、それによって周辺からは砂が運び去られ、離岸堤背後へ集中的な堆砂をもたらす代償として、沖合部を含む周辺域では海底地盤が低下し、離岸堤が設置される以前の状況より波浪災害ポテンシャルの増大を招くことを表している。その結果侵食傾向となった場所に再び離岸堤を建設すれば、その隣接域では侵食傾向がさらに助長傾向となる。これらの点は閉じた漂砂系における離岸堤の建設には十分な注意が必要なことを意味する。

参考文献

- 池野正明・清水隆夫・小林英次・石井敏雅・齊藤知秀 (2001): 露岩域を有する砂浜海岸に港湾を建設する場合の3次元海浜変形数値予測モデルの適用, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 561-565.
- 宇多高明・小俣 篤・山本幸次 (1987): 沿岸漂砂制御実験報告書, 土木研究所資料, 第2507号, p. 39.
- 宇多高明・河野茂樹 (1996): 海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発, 土木学会論文集, No. 539, II-35, pp. 121-139.
- 宇多高明・坂野 章 (1991): 沿岸漂砂の卓越する場における緩傾斜堤下手側の侵食とその対策, 土木技術資料, Vol. 33, No. 2, pp. 37-42.
- 芹沢真澄・宇多高明・三波俊郎・古池 鋼・神田康嗣 (1998): 海底掘削に伴う浜崖侵食機構のモデル化, 海洋開発論文集, Vol. 14, pp. 197-202.
- 芹沢真澄・Abdelaziz Rabie・三波俊郎・五味久昭 (1993): 回折領域の不規則波浪場の簡単な計算法, 海岸工学論文集, 第40巻, pp. 76-80.
- Bakker, W. T. (1968): The dynamics of a coast with groyne system, Proc. 11th Int. Conf. on Coastal Eng., pp. 492-517.
- Dean, R. G. (1991): Equilibrium beach profiles, characteristics and application, J. Coastal Res., 7(1), pp. 53-84.