

海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発

宇多高明¹・河野茂樹²

¹正会員 工博 建設省土木研究所 河川部河川管理総括研究官（〒305 茨城県つくば市旭一番地）

²正会員 技研興業株式会社 総合技術研究所（〒193 東京都八王子市川口町1540）
(愛媛大学大学院博士後期課程生産工学専攻)

現地海岸の深浅測量データの分析法として、等深線(距離)の時・空間的変化の調査が有効なことを示し、この視点を発展させて沿岸漂砂による等深線の変化を予測する等深線変化モデルを構築した。本モデルでは、沿岸漂砂量式と漂砂の連続式を水深方向に分割された区域で連立させ、等深線の水平方向変位を計算する。自然海浜をはじめ、各種の海岸構造物や海底谷(掘削穴)周辺での海浜変形予測におけるモデル化の考え方を示し、モデル計算結果と水理実験結果を比較して両者がよく一致することを確認する。本モデルは、従来の3次元海浜変形モデルより計算時間が非常に短く、浜崖侵食や海底谷(掘削穴)への土砂流出も再現可能であり、汀線変化モデルでは不可能であった海浜縦断面形の予測も可能であるという利点をもつ。

Key Words : predictive model of contourline change, beach changes, movable bed experiment, groin, sea wall, offshore breakwater, submarine canyon, dredged hole.

1. まえがき

近年、我が国では海岸侵食が全国的に著しく進んでいる。このような海岸侵食の原因は大きく3つに分類される¹⁾。その第1は、沿岸域に造られた漁港や港湾の防波堤により、連続的な沿岸漂砂の移動が阻止され、防波堤の下手側海岸で侵食が進むものである。また、長大な防波堤の延伸により波の場が変化し、それに伴って波の遮蔽域で堆砂が、そしてその外側で侵食が起きるもののが第2の例である。そして第3の原因是、河川からの流出土砂の減少であって、河口周辺海岸の汀線が後退する場合である。

以上に述べた海岸侵食は、いずれも沿岸漂砂量の場所的不均衡により生じるものであり、比較的緩やかではあるが、長期的には確実に侵食が進んでいく。こうした点を考慮すると、海浜地形の長期的変動を予測可能とすることは、工学的に非常に重要な課題である。従来、この種の要因による現地海浜地形の長期的变化の予測には、汀線変化モデルがよく用いられてきたが、この方法では海浜縦断面形の変化が予測できない欠点がある。このため、筆者らは沿岸漂砂量の水深方向分布を一般的な関数で与えることにより、3次元的な海浜地形変化を予測可能なモデル(等深線変化モデル)を開発してきた。このモデルは、汀線変化モデルやtwo-lineモデル²⁾およびn-lineモデル³⁾ではモデル化の試みがなされていない

い、浜崖や海底谷斜面の形成のように、陸上および海面下に安息角を保つつつ土砂が落ち込んでいく現象を含む縦断面変化を予測でき、しかも通常の3次元海浜変形モデルと比較して計算時間がはるかに短くて済むなどの特徴を有している。一方、two-lineモデルやn-lineモデルでは、汀線変化モデルでは予測ができない岸沖方向漂砂による地形変化を取り入れるためSwart⁴⁾と同じ考えのもとで海浜断面をいくつかに区分し、それらの間の岸沖漂砂量を導入して等深線の変化を予測している。しかしこれらのモデルでは、岸沖漂砂量の評価法に多くの問題点が残されているとともに、全漂砂量からの各層ごとの沿岸漂砂量の配分法が示されていないため、実用的レベルには達していない。

海浜変形モデルの現地海岸への適用に際しては、各種構造物の漂砂制御効果を取り入れる必要がある。ここでは自然海浜、海岸護岸、突堤および防波堤のモデル化の考え方を示すとともに、移動床模型実験の結果と比較してそれぞれの妥当性を示す。特に、防波堤のように広い波の遮蔽域を持つ構造物周辺での海浜変形については、例えば宇多・野口⁵⁾が、新潟県の大潟海岸における海浜変形状況の一つの考え方として、波向の変動にかかわらず防波堤による波の遮蔽域内へ一方向的に土砂が移動・堆積する機構を模式的に示している。本研究ではこのような波向変動に伴う防波堤周辺の海浜変形について、波浪変

形計算から海浜変形計算まで通して検討を行う。一方、駿河湾の駿河海岸、富山湾の下新川海岸および相模湾の西湘海岸など、急深な湾に面した海岸では汀線近くまで海底谷が発達しており、海浜の土砂が海底谷を経由して沖合へと流出している^{6), 7)}。また、海砂利採取のための海底掘削が行われ、そこへの土砂損失が生じて前浜の土砂が減少したり、掘削穴の存在により汀線が大きく後退する事例も報告されている^{8), 9)}。海底谷や掘削穴は、形状・成因・スケールにおいてはそれぞれ異なるが、沿岸漂砂のトラップという意味において同様の働きをする。さらにこれらの海底地形に起因する波の屈折変形によって沿岸漂砂が影響を受けて海浜変形を引き起こすと考えられるが、それらの機構は十分明らかではない。そこで、海底谷（掘削穴）周辺における海浜変形についても波浪変形計算から海浜変形計算まで一貫した検討を進める。最後に、等深線変化モデルの中で仮定されている沿岸漂砂量の鉛直分布に関し、鹿島港での土砂投棄時のデータより検証し、仮定の有効性を確認する。以上のように、本研究では、海岸に各種構造物が設置されたり、沖合で掘削が行われた場合の海浜変形予測を可能とするモデルの開発に主眼があるが、そもそもなぜ等深線の変化に着目し、それらの予測を行うモデルの構築を目指すか、について現地データを参考しつつ述べ、次に、従来各種構造物ごとに個別に論じられていたモデル化を系統的に整理し、モデルの総合化を試みる。

2. 等深線変化モデルの開発の経緯

多くの現地海岸では、海岸侵食調査や、新たな開発に伴う環境アセスメントなどを目的として深浅測量が行われ、多いところでは毎年一回の割合で過去20～30年のデータが蓄積されつつある。このような深浅測量のデータでは、沿岸距離と沖向距離により平面位置が定められた、ある地点の水深値が与えられるが、通常このデータは平面深浅図として整理される。深浅データには波による地形変化が含まれているから、それらのデータ解析は海浜変形モデルを構築し、モデルの妥当性を判断する上で必須のものとなる。しかし、一般には経年に取られた深浅データは幾枚かの深浅図として与えられるのみであるから、それらから有意な地形変化を読み取ることはかなり難しく、深浅図に切ったメッシュ上での水深変化量の平面分布を算出する方法が行われてきたに過ぎない。しかし、この方法では深浅測量にしばしば含まれる大きな誤差を含んだデータと、他の有効なデータとの識別が困難であるとともに、例えば

岸冲縦断面の経時変化過程を明らかにすることなどは困難である。のことから、筆者らは、深浅測量データより、ある基準点から等深線までの沖向き距離（等深線距離）を読みとり、その時間的・空間的变化を調べる方法を開発した¹⁰⁾。さらに、この手法を各地の海岸へ適用した^{11), 12)}ところ、汀線付近の勾配が比較的急な海岸においては、図-1に模式的に示すように、汀線と沖の移動限界水深以浅の等深線の動きが非常に類似し、汀線と一体的な土砂移動が生じている例が数多く見い出された。そして侵食・堆積断面ではそれぞれ図-2に示す海浜縦断面変化が生じることも明らかになった。すなわち、図-1と対比したとき、初期の一様勾配海岸($t=t_0$)が堆積して $t=t_1$ の断面形に変移し、次いでさらに侵食されれば $t=t_2$ の断面形に変化するものである。さらに、この種の地形変化は、現地海岸だけでなく、現地海岸と比較して波浪のエネルギーレベルの低い湖である霞ヶ浦の湖岸でも見られ、海（湖）浜変形の規模によらずかなり普遍的性質を有するものである¹³⁾。ところで、図-2に示す縦断変化は、海浜の全断面で侵食または堆積が生じており、汀線近傍での侵食（堆積）が沖合での堆積（侵食）と同時に起こるものではないことから、地形変化は岸向き・沖向き漂砂ではなく、沿岸漂砂によって生じたと判断できる。しかも地形変化は前浜上より移動限界水深までの範囲で生じ、その間では単調な変化が生じていることから、汀線と、陸上の等高線および海面下の等深線相互の関係が定まればそれらの予測が可能

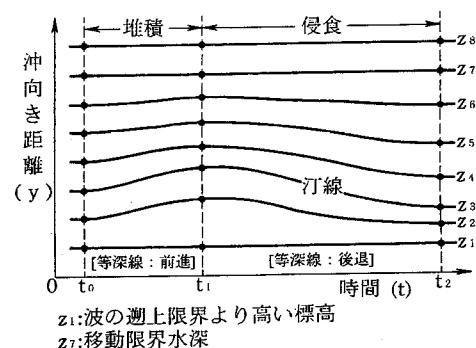


図-1 等深線距離の時間的変化

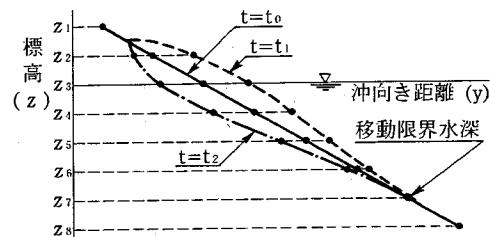


図-2 海浜縦断面の時間的変化

と考えられる。

汀線と等深線の動きを結び付けるには、沿岸漂砂量の分布を仮定すればよい。沿岸漂砂量の分布については各種求められているが、いずれの式も汀線を原点として沖向きに分布形を与えており、この場合、図-1、2に例示したような、陸域の等高線の変化は予測できず、陸域の砂が削り取られたり、堆積する現象の再現は不可能である。このため理論式によらず、深浅データより経験的な手法（固有関数）を用いて沿岸漂砂量の分布を近似的に算出する方法が考えられる。平面的深浅データを沿岸・岸沖距離の関数として展開し、これにより沿岸漂砂量の近似的岸沖分布を求めた¹⁴⁾ところ、図-3(a)、(b)に示すように、海浜で土砂が堆積する場所と侵食されて土砂が失われる場所では、それぞれ最大の地形変化が生じる位置が岸沖方向にずれているのが一般であり、この場合、沿岸・岸沖方向に固定された直交座標系により固有関数展開を行うと、得られた固有関数は地形変化を正確に表すことはできず、最小自乗法の意味で、それらの平均値を示す一次の固有関数と、それを補う二次の固有関数が出現することから、正確な沿岸漂砂量分布を求められないことが判明した。

この問題点を解決するために、ある断面における等深線距離の変化を示す図-1において、各等深線の動きが時間的に単調であることから、等深線の水平方向変化量を求め、それを汀線変化量で基準化したところ、簡単な多項式で近似される図-3(c)に模式的に示すような水深方向分布が得られた。各測定時刻における汀線変化量で基準化した等深線距離の変化量の水深方向分布は、近似的に沿岸漂砂量の水深方向分布に等しい。そこで、汀線変化モデルにより汀線変化量を計算した後、この分布形により各水深ごとの等深線変化量を算出し、初期値からの変化を求めれば等深線の変化を計算できる。実際にこの方法を富士海岸に適用して3次元的地形変化の予測が可能なことが示されている¹⁵⁾。しかしながら、物

理的には、各等深線は漂砂量分布に対応して複雑に動くものであるから、上述の方法は近似的ではあるが厳密性に欠ける問題点がある。このことから、ここでは上述の問題を解決する新しいモデルの開発を行った。この場合の着眼点は、汀線に着目した汀線変化モデルが十分合理性を有していることから、これを汀線だけでなく各等深線にまで拡張し、各等深線の時空間変化を同時に予測可能とすることである。このことは同時に、海浜縦断面変化の予測をも可能とすることにほかならない。

等深線変化モデルでは、海浜構成材料（底質）が波による岸沖方向の運動を伴いながら平均的には沿岸方向に同一水深を保ちながら移動することを考えている。この考え方の妥当性は、第4章で述べるように予測された海浜変形が実験値とよく対応するという面だけではなく、現地海岸では、沿岸漂砂量の水深方向分布とよく対応して、底質中央粒径が汀線付近の粗な粒径より、移動限界水深以深ではほぼ0.2mm以下の細粒へと水深とともに大きく変化している事実¹⁶⁾からも示される。すなわち、平均的に見て水深方向に底質中央粒径が大きく変化する分布形が保たれていることは、水深方向に区分した区域ごとに、底質が平均的には沿岸方向に移動してはじめて得られるからである。

3. 海浜変形モデルの構成

(1) 基本モデル

第2章で述べたように、全国各地の海岸侵食実態の分析によると、現地海浜において沿岸漂砂の場所的不均衡により生じた海浜変形では、汀線の動きと対応し、浅海部より前浜のバーム頂付近までの等深線が時・空間的にほぼ同一モードで移動する例が非常に多いことが示された。このことは、汀線近傍の等深線の動きを汀線の動きに結び付けさえすれば沿岸漂砂による3次元的な海浜変形を予測可能であることを示唆している。そこで以下では沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮することにより海浜縦断面形の変化を予測可能な等深線変化モデルの開発を行った。

Savage 公式を用いれば、沿岸漂砂量 Q は式(1)で与えられる。

$$Q = (f/8)\rho g H_b^2 (Cg)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \\ = F_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (1)$$

ここに、 f : 係数、 ρ : 海水密度、 g : 重力加速度、 H_b : 碎波波高、 $(Cg)_b$: 碎波点における群速度、 α_b : 碎波点における入射角である。なお、係数 f

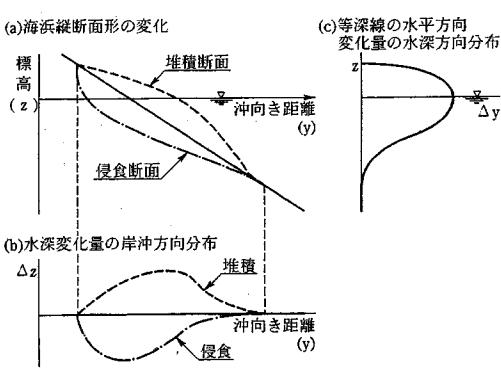


図-3 沿岸漂砂量の岸沖分布と水深方向分布

の値は通常実際の海浜変形状況と適合するように選定されるが、本研究においては海浜変形状況を本モデルにより定性的意味で再現可能なことを確認することが目的であるため、すべての計算ケースにおいて一般的な数値である $f=0.217$ を用いる。ここで、 α_0 が十分小さいと仮定すると、式(2)が成立する。

$$Q = F_0 \left(\tan \alpha_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad (2)$$

ここに、 α_0 ：碎波点における入射波向の y 軸に対する角度であり、沿岸方向に x 軸、これと直角方向に y 軸を取る。

次に、Perlin・Dean³⁾を参考に、等深線によって区分された範囲に式(2)を適用する。それぞれの範囲は $k=1 \cdots n$ の n 本の等深線によって代表され、これに対応する水深における漂砂量を q_k とし、等深線距離 y_k と q_k の間に式(2)と同様な関係が成立するすれば、

$$q_k = F_{0k} \left(\tan \alpha_0 - \frac{\partial y_k}{\partial x} \right) \quad (3)$$

となる。ここに、 $F_{0k} = F_0 \cdot \mu_k$ 、 μ_k ：各水深ごとの沿岸漂砂量を与える比例定数で $\sum \mu_k = 1$ である。 μ_k は沿岸漂砂量の水深方向分布より式(4)で計算される。

$$\mu_k = \int_{z_k}^{z_{k+1}} \xi(z) dz / \int_{-h_r}^{h_r} \xi(z) dz \quad (4)$$

ここに、 $\xi(z)$ ：各水深ごとの漂砂量を表す関数、 z ：静水面を基準とした鉛直上方距離、 h_r ：陸上部において直接波の作用を受けて土砂が移動する限界の高さ、 h_r ：海底部において波の直接的作用により土砂が移動する限界の水深である。一方、漂砂量の連続式より式(5)が成立する。

$$\frac{\partial q_k}{\partial x} + h_k \frac{\partial y_k}{\partial t} = 0 ; k=1 \cdots n \quad (5)$$

ここに、 h_k ($k=1 \cdots n$) は各等深線によって代表される地形変化に関する漂砂の移動高であり、式(6)で与えられる。

$$h_k = z_k - z_{k-1} \quad (6)$$

つまり、 $\xi(z)$ の関数形を与えることにより式(4)で μ_k が計算される。したがって、式(3),(5)を連立させて解くことにより各水深ごとの等深線の変化量が計算される。

次に、移動床水理模型実験により測定された海浜地形の変化から、沿岸漂砂量の水深方向分布を設定する。実験は、第4章(2)節に後述する自然海浜における海浜変形における本モデルの妥当性を検証するために行った¹⁷⁾ものであり、初期地形は図-4に示すように等深線が沖方向に舌状に突出する形状を有する。海底勾配は 1/10 であり、 $d_{50} = 0.25\text{mm}$ の砂によって製作した。この海浜模型に $H_0 = 5\text{cm}$ 、 $T = 1.2\text{s}$ の波を直角入射させた 6 時間後の海浜形状も図-4に示す。等深線の突出部から直線海岸部へ向かう沿岸漂砂により、突出部 ($X=0 \sim 2\text{m}$) が侵食され、変曲部から直線海岸部にあたる $X=2.5 \sim 9\text{m}$ が堆積域となつた。ここで、侵食域の陸上部においては浜崖の形成により、波のうちあげ高より高い位置にまで断面形の変化が及んでいる。したがって、堆積域 ($X=2.5 \sim 9\text{m}$) の 9 測線のデータを用いて、陸上部において直接的な波の作用により土砂が移動する限界の高さを定めると、この高さは $(0.57 \sim 0.97)H_r$ の間に分布し、平均値は $h_r = 0.82H_r$ である。一方、堆積域では土砂が波による移動限界水深以深にまで落ち込むことから、侵食域 ($X=0 \sim 2.0\text{m}$) の 5 測線

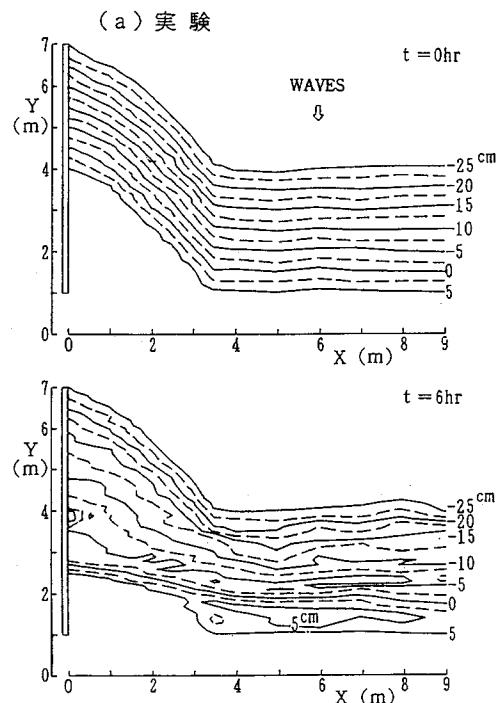


図-4 等深線が舌状に突出した自然海浜における初期地形と波作用後の等深線形状

のデータを用いて移動限界水深を定める。図-5には水深方向に1cm間隔の各等深線の水平方向変位量を各断面の最大変位量で基準化した値を示す。鉛直軸は各測線の碎波波高で無次元化した高さである。これによると、波による地形変化が生じる限界の水深は $(2.0 \sim 2.5)H_b$ の間に分布し、平均値は $h_c = 2.3H_b$ である。なお、例えば合田¹⁸⁾によれば H_b と碎波水深 h_b の関係は $h_b \approx 1.2H_b$ であるから、鉛直軸の無次元化には H_b 、 h_b のどちらを選んでも同義である。したがって、図-5に示す通り、沿岸漂砂量の水深方向分布は、波の直接的な作用によって地形変化の生ずる陸上部における限界高さ h_R と、水中部の限界水深 h_c との間で分布形を持つとし、その分布形を碎波波高で無次元化した相対水深の関数として設定する。沿岸漂砂量の水深方向分布は、以上の実験結果を近似するように、次の簡単な式で仮定する。すなわち、 $-h_b \leq z \leq h_R$ では、

$$\xi(z^*) = 2/h_c^{*3} (h_c^{*}/2 - z^*) (z^* + h_c^{*})^2 \quad (7)$$

$z < -h_b$ および $z > h_R$ では、

$$\xi(z^*) = 0 \quad (8)$$

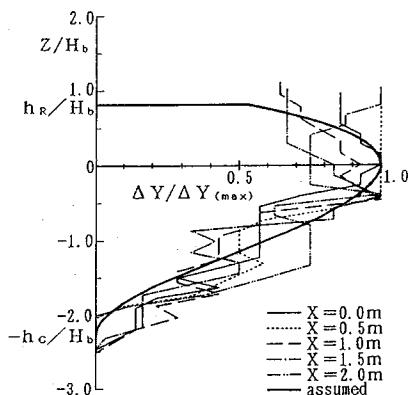


図-5 実験的に求めた沿岸漂砂量の水深方向分布

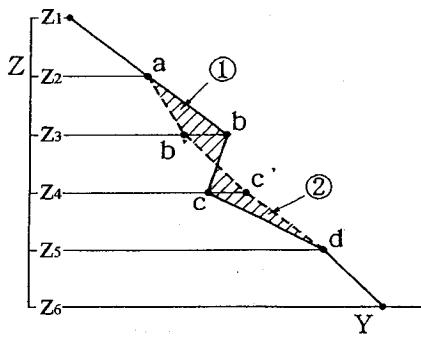


図-6 等深線距離の補正方法の考え方

とする。ここに、

$$z^* = z/H_b, \quad h_c^* = h_c/H_b \quad (9)$$

である。

等深線変化モデルでは等深線の移動状況をそれぞれ個別に計算するため、そのまま計算を進めると、計算の過程で海浜勾配が現地海岸で見られる勾配と比べて非常に急になったり、あるいは極端な場合にはオーバーハングが現われることもある。これらは、数値モデル特有の現象であって、現地海岸では陸上部での浜崖の形成や、深海部への土砂の落ち込みが生ずることを意味している。したがって、これらの現象のモデル化が必要である。浜崖の形成の場合、浜崖の基部より土砂が運び去られると、急斜面である浜崖の砂全体が鉛直下方へ滑り落ち、この結果新たな斜面が形成されると考えられる。この場合、浜崖はある限界勾配を保ったまま後退し、海中へ落ち込んだ土砂は沿岸漂砂により漂砂下流方向へと運び去られる。また、水中的堆積域において限界勾配を越えて堆積しようとした土砂は、この勾配を保ったまま深海部へと落ち込む。そこで本モデルでは、浜崖の勾配を陸上部の、堆積土砂が深海部へ落ち込んで形成される勾配を水中部の限界勾配としてそれぞれ設定し、これを越える急勾配が発生した場合には、土砂を深部へ移動させることとした。例えば、図-6の実線abcdのようにbc間がオーバーハングしている断面形が計算の過程で表れたとする。このような場合には、実線ab'が限界勾配となり、かつ図示する二つの四角形(①, ②)の面積が等しくなるように点b, cの補正点b', c'を設定し、断面形状を破線ab'c'dとする。この補正により新たに限界勾配より急勾配となる部分が発生した場合には、同様の補正を繰り返した上で次のタイムステップに進む。つまり、本モデルでは等深線間での砂移動のモデル化を行うことにより、土砂收支を完全に満足したままで浜崖の形成、ならびに海底谷（掘削穴）への沿岸漂砂の落ち込みの再現を可能とした点が従来のモデルと大きく異なる点である。なお、陸上・水中それぞれの限界勾配は、実際には底質の安息角から設定できるが、本研究においては移動床水理模型実験の結果より、陸上部の限界勾配を $i_R = 1/1.7$ 、水中部で $i_c = 1/2$ と仮定する。

(2) 各種海岸構造物などのモデル化

a) モデル化する構造物などの選択

一般性の高い海浜変形モデルを構築するには、自然海浜だけではなく、各種の海岸・港湾構造物の適

切なモデル化が必要とされる。そこで、ここではまず境界壁を除いて海岸構造物が何も設置されていない自然海浜のモデル化手法を決定し、次に各種構造物のモデル化を行う。現在、海岸・港湾には規模や構造の異なる様々な構造物が設置されており、それら全てを個々にモデル化することは現実的でない。したがって、本研究においては沿岸漂砂を積極的に阻止するか否かに着目してモデル化を進める。沿岸漂砂を阻止する構造物としては、海岸における突堤、漁港・港湾における防波堤があげられる。また、近年では沿岸漂砂を積極的に阻止することにより海浜を安定化させるためのヘッドランドの施工例も増加してきた。これらの構造物のうち、突堤は比較的規模が小さく、波の回折の影響が小さいために海浜変形モデル自体の適用性の検証が行い易く、したがって沿岸漂砂を阻止する構造物の代表としてモデル化を進めることができるものである。実際には、突堤の堤体内を沿岸漂砂が透過・通過するタイプと、不透過タイプの双方が存在することや、先端水深が比較的小さいことによる構造物先端を通過する沿岸漂砂の考慮など、種々のモデル化が必要となる。以上の理由から、沿岸漂砂を阻止する構造物として突堤のモデル化を行い、防波堤やヘッドランドについてはこれを準用することとする。

一方、沿岸漂砂の積極的な阻止機能を持たない構造物としては海岸護岸がある。護岸は海岸の侵食対策として、古くから用いられてきている工法である。しかしながら、護岸自体に沿岸漂砂を直接制御する機能がほとんどないことから、沿岸漂砂のバランスが崩れた海岸では、護岸前面の土砂が沿岸漂砂によって運び去られて護岸前面の海底面が低下し、護岸が吸い出しを受けて被災する例が数多く見られる。このことから、防災上そのモデル化を行っておくことが是非とも必要である。また、護岸周辺における底質移動の特徴は、等深線とほぼ平行な方向に設置された防波堤の一部分や、不透過性の離岸堤・人工リーフの場合と共に通するため、これらへの準用も可能である。

b) 自然海浜での海浜変形のモデル化

海岸構造物が何も設置されていない自然海浜では、基本モデルのままで計算が可能で、特別なモデル化は必要としない。ただし、沿岸方向の計算領域両端部の境界条件を設定する必要がある。固定境界条件では漂砂がそのまま通過するものとし、境界位置における沿岸漂砂量は境界より1メッシュ計算領域内側の漂砂量と等しいと設定する。一方、沿岸漂砂の計算領域内への供給や計算領域外への流出が無い場合には、境界位置での沿岸漂砂量を0と設定する。

c) 突堤周辺での海浜変形のモデル化

従来の汀線変化モデルを用いて突堤周辺の海浜変形予測を行う場合、沿岸漂砂量の岸沖方向の分布形を仮定した上で突堤の規模に応じた沿岸漂砂量の阻止率を定めている。しかし、等深線の移動を個別に計算する本モデルに、この方法を適用することはできない。したがって、それぞれの等深線において突堤位置での土砂の移動状況を境界条件として与える必要がある¹⁹⁾。ここでは、計算する等深線が代表している水深方向に分割された計算範囲が、完全に突堤の堤長内にある場合（ケース①）と、その一部が突堤を越えて漂砂の一部が突堤先端を回り込む場合（ケース②）に分け、さらにそれぞれの場合において、突堤が透過性の場合と不透過性の場合に分けてモデル化する。なお、突堤の沖側に存在し、突堤の影響を受けない等深線については、特別な境界条件を与えることなく自然海浜の場合と同様に計算する。

まず、ケース①について模式的な土砂移動状況を図-7に示す。図中、計算により変化が予測されるべき等深線（水深 z_j, z_{j+1} ）を実線で、この等深線が代表する水深方向に分割された計算範囲の境界にあたる中間等深線（水深 z_a, z_b, z_c ）を破線で示す。計算する等深線 z_j が代表している計算範囲は中間等深線 z_a から z_b の間であり、それぞれ点 A, B で突堤と接している。つまり、この計算範囲は突堤の堤長範囲内にある。等深線 z_j について突堤位置における漂砂量の境界条件を考えると、不透過突堤の場合には突堤を横切る漂砂量が0であるから、 $x=x_i$ から運び去られる漂砂量 $Q_{out}(i)$ は、

$$Q_{out}(i)=0 \quad (10)$$

であり、突堤内を通過して $x=x_{i+1}$ に供給される漂砂量 $Q_{in}(i+1)$ は、

$$Q_{in}(i+1)=0 \quad (11)$$

となる。一方、透過突堤の場合、突堤内を透過する

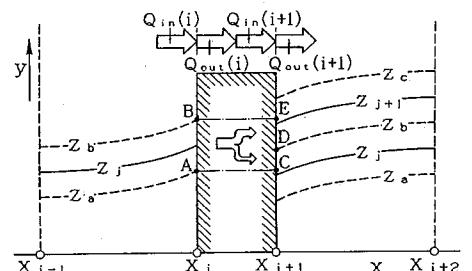


図-7 透過性突堤の場合における沿岸漂砂の移動形態

漂砂の透過率を R とすれば、 $x=x_i$ から運び去られて突堤内に進入する漂砂量 $Q_{out}(i)$ は、

$$Q_{out}(i) = Q_{in}(i) \times R \quad (12)$$

で表される。ここで、突堤を通過する土砂は堤体内を主として沿岸方向に移動すると仮定し、 $x=x_{i+1}$ で突堤から流出する土砂を幾何学的に配分する。いま、突堤内を通過して $x=x_{i+1}$ に供給される漂砂量 $Q_{in}(i+1)$ は、

$$Q_{in}(i+1) = Q_{in}(i) \times R \quad (13)$$

である。これは、突堤堤長方向の区間 AB より堤内に流入した漂砂量であるから、堤体内では岸沖方向に移動せず、 $x=x_{i+1}$ の CE 間に $Q_{in}(i+1)$ として到達する。線分 CE は点 D で中間等深線 z_b によって等深線 z_j と z_{j+1} がそれぞれ代表する水深方向計算範囲に二分されているから、 $Q_{in}(i+1)$ を水深 z_j と z_{j+1} の等深線に線分長 CD:DE の比で $Q_{out}(i+1)$ として配分する。

図-8はケース②(沿岸漂砂の一部が突堤の先端を回り込んで下手側へ流出する場合)の土砂移動状況の模式図をケース①と同様に表したものである。計算する等深線 z_j が代表している計算範囲は中間等深線 z_a から z_b の間であり、 $x=x_i$ ではそれぞれ点 A,C の位置にある。AB は突堤の堤長範囲内にあるが BC は突堤より沖側にあたる。つまり、この計算範囲は一部が突堤の堤長範囲内にあり、残りの部分は突堤より沖に相当するため漂砂の一部が突堤先端を回り込む。等深線 z_j に注目したとき、 $x=x_i$ に供給される漂砂量 $Q_{in}(i)$ は AC 間での漂砂量を表すため、

$$Q_{in}(i) = Q_R + Q_T \quad (14)$$

となる。ここに、 Q_R :突堤先端を回り込む漂砂量、 Q_T :突堤に阻止される漂砂量である。いま、中間

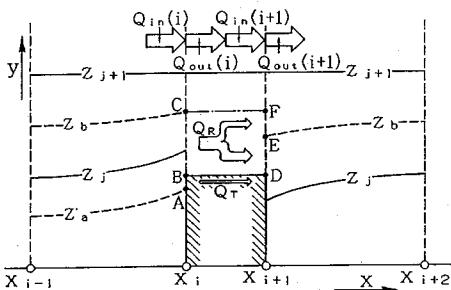


図-8 突堤先端を沿岸漂砂が回り込む場合の移動形態

等深線 z_a から z_b の間で沿岸漂砂量の水深方向分布が一様であると仮定すると、

$$Q_R = Q_{in}(i) \times BC/AC \quad (15)$$

$$Q_T = Q_{in}(i) \times AB/AC \quad (16)$$

と表される。突堤に阻止される漂砂量 Q_T は突堤が透過・不透過のいずれの場合においてもケース①と同様に扱うことができる。したがって、 $x=x_i$ から運び去られる漂砂量 $Q_{out}(i)$ は、 Q_T と Q_R を合成することにより

$$Q_{out}(i) = Q_R + Q_T \times R \quad (17)$$

で表される。

次に、 $x=x_{i+1}$ における Q_R の扱いについて考える。突堤の先端水深が碎波水深より深い場合には、突堤先端を回り込んだ土砂は岸沖方向には大きく移動せず、逆に碎波水深以浅で突堤先端を回り込んだ土砂は、突堤の漂砂下手側で波によって急速に岸方向へ輸送・拡散される。したがって、突堤の先端水深によって分けてモデル化する必要がある。突堤の先端水深が碎波水深以深である場合、 $x=x_i$ において突堤堤長方向の区間 BC より突堤先端沖の海域に流入した漂砂量 Q_R は、 $x=x_{i+1}$ まで岸沖方向に移動せず、DF 間に $Q_{in}(i+1)$ として到達するものと仮定する。線分 DF は点 E で中間等深線 z_b によって等深線 z_j と z_{j+1} がそれぞれ代表する水深方向に分割された計算範囲に二分されているから、 Q_R を水深 z_j と z_{j+1} の等深線に線分長 DE : EF の比でそれぞれの $Q_{out}(i+1)$ に配分する。一方、突堤の先端水深が碎波水深以浅である場合、漂砂量 Q_R は $x=x_{i+1}$ において波によって岸方向に急速に輸送されると仮定する。したがって、 Q_R は突堤先端水深以浅の等深線における $Q_{out}(i+1)$ に沿岸漂砂量の水深方向分布の比に応じて配分する。

d) 護岸周辺での海浜変形のモデル化

護岸周辺での海浜変形をモデル化する際、問題となるのは等深線が護岸に接した場合の扱いである。ここでは、汀線変化モデルにおける護岸周辺のモデル化を行った、例えば小篠ほか²⁰⁾を参考に護岸周辺での海浜変形のモデル化を行う²¹⁾。図-9に護岸前面の等深線 z_j の後退状況を模式的に表す。時刻 t には a,b にあった水深 z_j に対応する等深線が、時刻 $t + \Delta t$ には計算上 a',b' まで後退したとする。b' は護岸の背後にあたるため、実際にはこの位置まで後退せず、護岸前面の b'' の位置で後退が止まる。しかし、等深線を a',b'' として次のタイムステップ

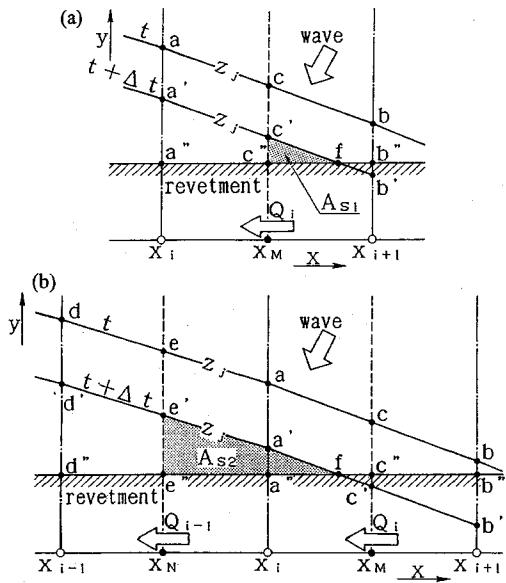


図-9 等深線が護岸に達した時の沿岸漂砂量の扱い

に進めると、等深線 a', b'' と波向のなす角度が実際より大きくなり、漂砂量を過大に計算してしまう。したがって、等深線形は計算された a', b' と護岸前面を表す a'', b'' を組み合わせた a', f, b'' として漂砂量を補正することとする。ここで、漂砂量を計算する $x=x_M$ での等深線位置（点 c' ）が点 c'' より沖にあるケース①（図-9(a)）と、点 c' が点 c'' より陸側に位置するケース②（図-9(b)）に分けて考える。ケース①の場合、まず、等深線が直線 a', b' であると仮定して漂砂量 Q_i を計算する。一方、 $c''b''$ 間に存在する土砂量は三角形 $c'c''f$ の面積 (A_{s1}) に等深線の水深方向の間隔 d_z を乗じて得られる体積 $V_{s1} = A_{s1} \cdot d_z$ であり、これが $\Delta t Q_i$ の取り得る最大値である。したがって、 Δt 時間に運ばれる土砂量 $\Delta t Q_i$ が V_{s1} より大きい場合には Q_i を $V_{s1} / \Delta t$ と補正すればよい。次に、ケース②について考える。この場合、 $x=x_M$ において移動可能な土砂が存在しないため、漂砂量は $Q_i = 0$ である。漂砂量 Q_{i-1} は等深線を直線 d', a' と仮定して計算できる。一方、 $\Delta t Q_{i-1}$ の取り得る最大値は $e''c''$ 間に存在する土砂量であり、これは四角形 $e''e'fa'$ の面積 (A_{s2}) に d_z を乗じて得られる体積 $V_{s2} = A_{s2} \cdot d_z$ で計算される。したがって、土砂量 $\Delta t Q_{i-1}$ が V_{s2} より大きい場合には Q_{i-1} を $V_{s2} / \Delta t$ と補正する。

4. 各種海浜状況における本モデルの適用性の確認

(1) 適用性を確認する海浜状況

前章では、各種構造物をモデル化し等深線変化モデルに組み込んだ。ここでは、水理模型実験・現地と比較することによりそれらの適用性の確認を行う。まず、自然海浜の例として、等深線が沖側へ舌状に突出した地形を対象としてモデルの適用性を確認する。次に、各種構造物のモデル化に際して、具体的に検討を行った突堤と護岸についてモデル化の可否を確認する。ここまで、純粹に海浜変形モデルとしての等深線変化モデル自体の適用性を確認することが目的であるため、波浪条件は計算せずに実験値を与えることとする。さらに、波の屈折・回折の影響を強く受ける例について、波浪変形から海浜変形計算まで一貫した海浜変形モデルとしての等深線変化モデルの適用性を確認する。波の屈折の影響を強く受ける海岸の例として、海底谷周辺の海浜変形を扱う。浅海域にまで達した海底谷の周辺では、入射波の屈折変形状況が場所的に大きく異なることにより、周辺の海浜変形に支配的な影響を与えることにより加えて、海浜の土砂が海底谷を経由して沖合へと流出する現象についても水理模型実験と比較検討する。また、波の回折の影響を強く受ける海岸の例として、大規模な防波堤周辺の海浜変形を扱う。大規模な防波堤の背後では、回折により碎波点における波の入射方向と波高が変化するが、これらは海浜変形に支配的な影響を及ぼす。ここでは、波向を変化させて大規模な防波堤周辺の海浜変形について計算し、水理模型実験と比較検討する。

なお、いずれのケースにおいても、海浜変形状況を計算するモデル的初期地形は、できる限り単純な地形条件を用いることとした。これは、他の2次的な要因による海浜変形を極力除き、基本的な海浜変形状況の再現性の確認を主眼とすることによる。また、計算における沿岸漂砂量の水深方向分布を表わす関数形は第3章で求めた3次式を用い、波の直接的作用によって海浜変形が起こる限界高さを $h_R = 0.82H_b$ 、限界水深を $h_c = 2.3H_b$ と仮定した。

(2) 自然海浜での海浜変形

自然海浜における海浜変形について本モデルの適用性を移動床平面実験¹⁷⁾と比較することにより確認する。実験は、先に沿岸漂砂量の水深方向分布を決定する際に用いたもの（図-4）と同一であり、初期地形が沿岸方向に変化しているため、沿岸方向に一様な冲波の作用下において構造物が存在しない状態でも沿岸漂砂による海岸の侵食・堆積が生じる。実験の初期地形は、海底勾配 1/10 の沖側に舌状に突出した平行等深線地形であり、 $d_{50} = 0.25\text{mm}$ の砂により製作した。これに $H_o = 5\text{cm}$ 、 $T = 1.2\text{s}$ の

波を6時間直角入射させた。一方、本モデルによる海浜変形予測計算は、実験と同一の初期地形(図-10)に、実験より得られた碎波波高・碎波波向を作用させることにより行った。ただし、碎波波高・碎波波向の沿岸分布の実験値はばらつきが大きいため、これを単純移動平均することにより近似曲線を求めて与え、また碎波波高・碎波波向の時間的変化も、汀線変化と同じ関数系になると仮定し、実験における汀線位置の経時変化状況をもとにして実験開始1時間後より、実験終了直前の値までの間、経過時間の1/3乗に比例させる形で変化させた。

実験における初期地形と造波6時間後の海浜形状を図-4に、海浜変形予測計算におけるそれを図-10に示す。実験結果に着目すると、等深線の突出部では直線海岸部へ向かう沿岸漂砂により-12.5cm以浅の等深線が大きく後退し、-2.5~-12.5cmの間に侵食緩斜面が形成された。X=3~5mでは、陸上部に平坦面が形成され、水中部では-12.5cmまで緩斜面が続き、次第に急勾配となって-17.5cm以深では初期と同じ等深線間隔が保たれている。一方、堆積域(X=5~9m)では、2.5~-22.5cmの間で等深線の前進が見られる。これらの傾向は、水深・等深線位置変化量の値に多少の差違はあるものの、計算において十分再現されている。次に、代表測線における海浜縦断面形の変化の実験・計算結果を図-11a、bに示す。X=0m断面の実験結果では、-16cm以浅

(b) 計算

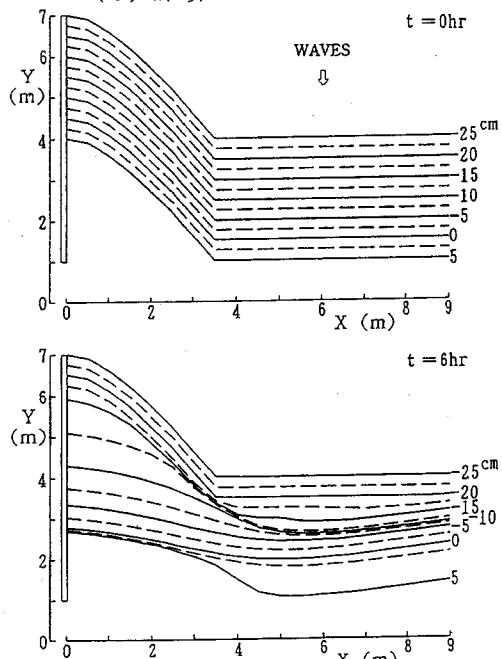


図-10 等深線が舌状に突出した自然海浜における初期地形と波作用後の等深線形状

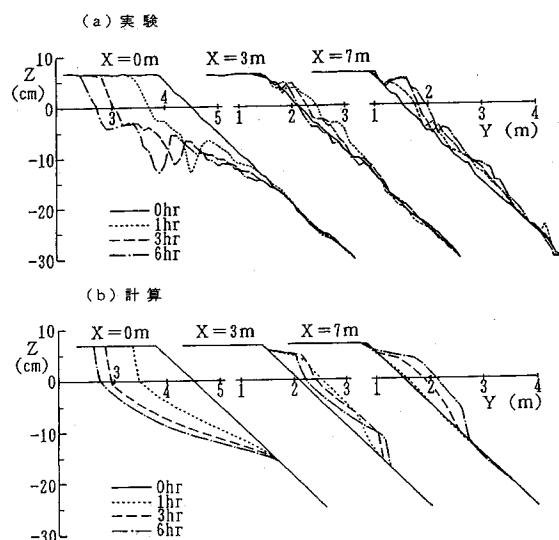


図-11 海浜縦断面形の比較 (a: 実験, b: 計算)

で侵食されて-3cm~-16cmの間に緩斜面が形成された。また-2cm~陸上の平坦面の間に形成された浜崖が時間経過とともにほぼ平行移動している。計算においても、これらの変形はほぼそのまま再現されている。X=3m断面の実験結果によると、Z=5~-12cmで実験開始から最初の1時間に堆積し、これ以後次第に侵食されて6時間後の断面はほぼ初期断面まで戻っている。計算においても、初期の堆積から侵食へと推移する傾向は再現されているが、6時間後においても特にZ=-10cm付近で初期断面より堆積したままになっている。実験におけるX=7m断面では、Z=5~-23cmの間でバームを形成しつつほぼ単調な堆砂が生じたのに対して、計算では堆積域の範囲が浅海域に片寄っており、-10cm付近に急勾配の斜面が形成されている。X=3,7m断面におけるこれらの実験と計算の相違点は、実験においては土砂が浮遊拡散しながら深部へ落ち込むのに対して、計算では限界勾配を超えた急角度とならないように土砂を深部に移動させていることに起因するものと考えられる。つまり、本モデルでは深部の堆積域に若干の課題が残るもの、実用上問題ない程度に自然海浜における海浜変形の再現が可能であることが確認された。

(3) 突堤周辺での海浜変形

沿岸漂砂が卓越する海岸に設置された突堤周辺における海浜変形について、本モデルの適用性を現地湖浜の例と比較することにより確認する。図-12には1985年2月25日に測量された霞ヶ浦浮島1号樋管周辺の等深線図¹³⁾を示す。突堤設置位置周辺で

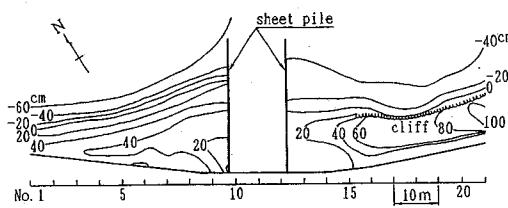


図-12 霞ヶ浦浮島1号排水樋管周辺の等深線図

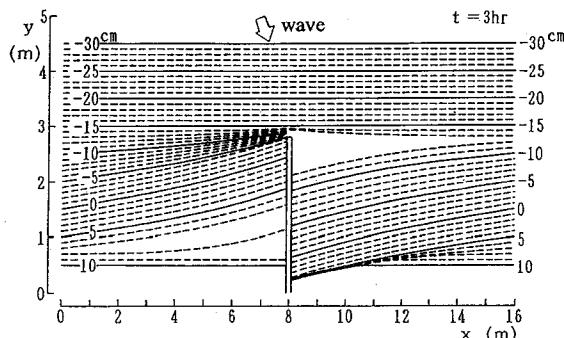


図-13 突堤周辺の等深線形状の変化（計算）

は西から東へ向かう沿岸漂砂が卓越している。また、入射波のエネルギー平均波高は0.19mであるため、突堤の先端水深（約0.5m）は碎波水深より十分深い。さらに、突堤は矢板構造であるため沿岸漂砂を透過しない。一方、海浜変形予測計算の初期地形は、図-13に示す座標系でx軸と平行な海底勾配1/10の一様勾配斜面を、x軸方向に16mの区間に内に設定した。作用波浪は計算領域全域で碎波波高を $H_b = 10\text{ cm}$ 、碎波波向を $\theta_b = 10^\circ$ とし3時間後の海浜地形変化予測を行った。海浜の中央部にあたる $x=8\text{ m}$ 地点には、先端が $y=2.8\text{ m}$ にある不透過の突堤を設定する。計算は h_R から h_o の範囲を包括するように $z=10 \sim -30\text{ cm}$ の等深線について行った。なお、計算領域の両端に当たる $x=0, 16\text{ m}$ では通過漂砂量を与えたため地形変化は生じない。

現地湖浜の例に示される突堤周辺における海浜変形の特徴は以下に示すとおりである。沿岸漂砂上手（西）側の陸上部には緩斜面が、水中部には急斜面が形成されて、等深線は沖方向に突出した形となっている。また、沿岸漂砂下手（東）側の陸上部には浜崖が形成され、突堤先端付近は緩斜面となっている。一方、図-13の計算結果には、これらの特徴が全て定性的な意味で再現されている。ただし、沿岸漂砂下手側で等深線が最も岸方向に窪んでいる箇所が現地湖浜と計算で異なるが、これは突堤による回折波の影響を無視して波向を一様として計算したためである。また、計算において突堤先端沖の等深線

が一部不連続となっている。これは実際には等深線が突堤先端を局的に回り込んだ状況を呈することを意味するが、このモデルではその部分の再現はできない。つまり、本モデルでは突堤先端付近の局的な等深線形に若干の課題が残るもの、実用上問題ない程度に突堤周辺における海浜変形の再現が可能であることが確認された。

（4）護岸周辺での海浜変形

沿岸漂砂が卓越する海岸に設置された護岸周辺における海浜変形について、本モデルの適用性を移動床平面実験²²⁾と比較することにより確認する。実験では、図-14に示す座標系で $x=0 \sim 12\text{ m}$ の範囲に海底勾配1/10の一様勾配斜面を製作し、その一部($x=0 \sim 3\text{ m}$)に、勾配1/3、のり先水深 $z=0\text{ cm}$ の緩傾斜堤を設置した。波浪条件は入射波高 $H_o = 5.0\text{ cm}$ 、周期 $T=1.25\text{ s}$ であり、実験開始より3時間作用させた。一方、海浜変形予測計算は、図-15に示す座標系でx軸に平行な海底勾配1/10の一様勾配斜面を $x=0 \sim 24\text{ m}$ の範囲に設定し、静水面を基準として鉛直上方にz軸を定める。護岸は $x=16 \sim 24\text{ m}$ の範囲に設置し、初期の堤脚地盤高は $z=2\text{ cm}$ である。また、作用波浪は計算領域全域で碎波波高 $H_b = 5\text{ cm}$ 、碎波波向 $\theta_b = 10^\circ$ とし、12時間後の海浜地形変化予測を行った。計算は h_R から h_o の範囲を十分に包括する $z=10 \sim -15\text{ cm}$ の等深線について行う。なお、計算領域の側方境界条件は $x=0, 24\text{ m}$ で沿岸漂砂量を0とした。

図-14の実験結果より、護岸周辺における海浜変形の特徴を以下に示す。緩傾斜堤設置位置では沿岸漂砂によって土砂が流失したため、緩傾斜堤前面の海底面が低下し堤体が露出している。緩傾斜堤の端部から下手側では堤体によって沿岸漂砂の供給が絶たれているために激しい侵食を受け、陸上部に急斜面、水中部には緩斜面が形成されている。これらの

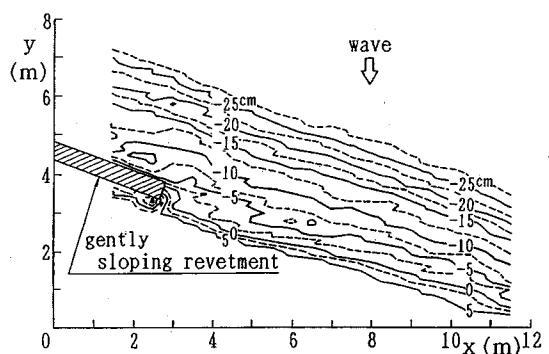


図-14 緩傾斜堤下手側における造波3時間の海浜形状

特徴は、図-15に示す計算結果で定性的意味で完全に再現されている。

次に、実験における $x=2,3\text{m}$ 断面の経時変化を図-16に、計算における $x=16,20\text{m}$ 断面の経時変化を図-17に示す。まず、実験で構造物が設置されている断面 ($x=2\text{m}$) について注目すると、堤体前面の地盤高が大きく低下し、侵食緩斜面が形成されている。また、構造物の漂砂下手側直近 ($x=3\text{m}$) に注目すると、次第に侵食が進んで陸上部には浜崖が形成されている。実験で得られた以上の断面変化の特徴は、それぞれ計算の $x=20,16\text{m}$ 断面の変形で定性的によく再現されている。特に、海岸侵食を受けた自然海浜では上方に凹型の断面形を呈するのに対して、侵食を受けた護岸前面では、実験結果にも示されるように、護岸の堤脚部より沖側で断面形が上方に凸型の断面形を示しながら海底面の低下が進行する様子も再現されている。ただし、本モデルでは岸冲漂砂による変形は計算されないため、実験結果に表れたバーやバームの形成は再現できていない。

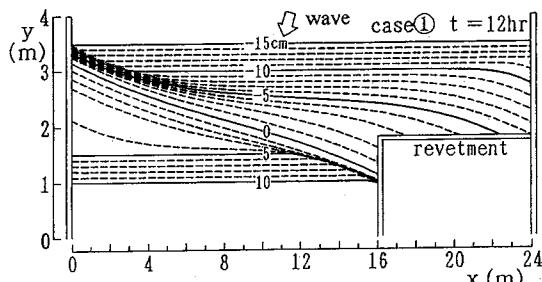


図-15 造波後 12 時間ににおける護岸周辺の海浜形状

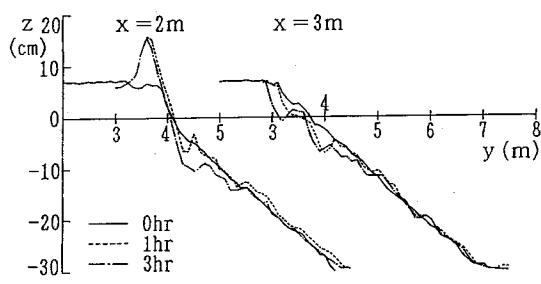


図-16 海浜縦断面形状の経時変化（実験）

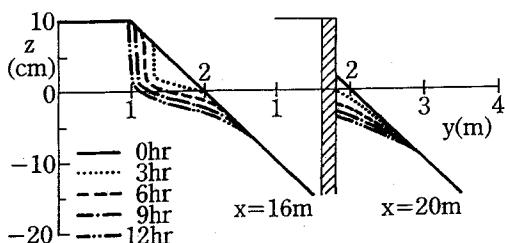


図-17 海浜縦断面形状の経時変化（計算）

(5) 海底谷周辺での海浜変形

a) 実験および計算条件

海底谷周辺における海浜変形について、本モデルの適用性を移動床平面実験²³⁾と比較することにより確認する。実験は $26\text{m} \times 26\text{m} \times 0.6\text{m}$ の平面水槽内に中央粒径 0.22mm の粒度調整砂を用いて海底勾配 $1/10$ で沿岸方向に一様な模型海浜を製作し初期地形とした（図-18参照）。沖波の入射角度は x 軸に対して 20° である。また、模型海浜の中央部には x 軸方向に幅 5m の規模を有する海底谷を製作し、この部分の海底勾配は $1/3$ とした。波浪条件は沖波波高 $H_0 = 4.6\text{cm}$ 、周期 $T = 1.27\text{s}$ と設定したため、本実験における移動限界水深は約 15cm となる。この限界水深より海底谷岸端の水深が大きければ海浜の土砂が直接海底谷にトラップされることはない。ここでは、海浜土砂が海底谷を経由して深海部へ流失する現象についても本モデルの適用性を確認することを目的としているため、海底谷の岸端水深は移動限界水深より浅い条件 ($Z_c = 5\text{cm}$) とした。実験における波浪の作用時間は 6 時間とし、波浪変形計算の検証のために碎波波高と碎波波向を、海浜変形計算の検証のために海浜地形と汀線形状を測定した。

一方、波浪変形計算では実験の初期地形と同一の海浜地形で沖側境界を $y=6\text{m}$ とした。沖波条件は波高 $H_0 = 6.0\text{cm}$ 、周期 $T = 1.27\text{s}$ である。ここで、計算の入射波として実験の沖波波高 ($H_0 = 4.6\text{cm}$) をそのまま採用した場合、碎波波高が実験値より小さく計算されてしまった。そのため、実験における碎波波高をより忠実に計算できる沖波波高として入射波の条件を設定した。なお、沿岸方向の格子間隔は $\Delta X = 25\text{cm}$ 、岸沖方向には各地点の波長の $1/30$ となる格子間隔を設定する。

海浜変形計算も実験と同一の初期地形を設定した。これに、波浪変形計算で得られた碎波波高・碎波波向を極端な場所的変動を除くために前後 3 点で移動平均したものを波浪条件として与えた。本来であれ

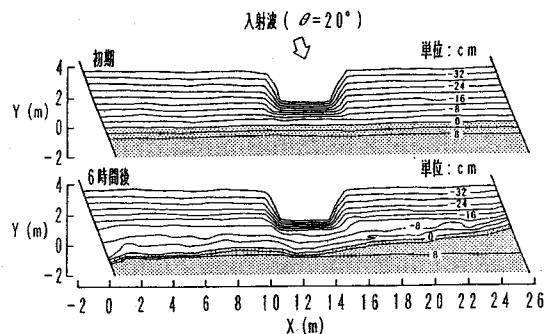


図-18 初期形状と 6 時間後の海浜形状（実験）

ば、波浪変形計算は地形変化に応じて繰り返し行って、その地形に応じた波浪条件を与えるべきであるが、本研究では地形変化による波浪条件の変化は小さいものと考え、初期地形を用いて計算された波浪条件をそのまま6時間作用させた。沿岸方向の計算間隔は波浪変形計算と同様 $\Delta X=25\text{cm}$ 、時間間隔は $\Delta t=10\text{s}$ であり、 h_R から h の範囲を包括するように $z=10 \sim -40\text{cm}$ の等深線について計算を行う。

b) 波浪変形モデル

波浪変形計算の手法としては様々な方式が提案されている。本研究ではこれらのうち、比較的計算が容易であり、かつ地形が複雑な場合や防波堤背後の波の回折変形について妥当な計算結果が得られる²⁴⁾放物型モデルを用いる。この方式によれば波の浅水変形、屈折、回折の計算が可能である。沿岸方向を x 軸、岸沖方向を y 軸とすると基本式は式(18)で与えられる。

$$\nabla(CCG\nabla\Phi)+\sigma^2\frac{C_g}{C}\Phi=0 \quad (18)$$

ここに、 ϕ ：速度ポテンシャル、 C ：波の波速、 C_g ：波の群速度、 σ ：角周波数、 ∇ ：微分演算子 ($\nabla = \partial / \partial x, \partial / \partial y$) である。さらに、波の進行方向に逆行する波がないと仮定すれば、次の放物型方程式が得られる²⁵⁾。

$$\begin{aligned} \frac{\partial\Phi}{\partial y} &= \left[i \left(ky + \frac{k^2 x}{2ky} \right) - \frac{1}{2kyCCg} - \frac{\partial}{\partial y} (kyCCg) \right] \Phi \\ &+ \frac{i}{2kyCCg} \frac{\partial}{\partial x} \left(CCg \frac{\partial\Phi}{\partial x} \right) - f\Phi_b \end{aligned} \quad (19)$$

ここに、 kx, ky : x, y 方向の波数成分、 f : 破波減衰を表す係数、 i : 虚数単位である。また、破波減衰項 f は次式により与えられる。

$$f = C_1 \frac{s}{h} \left(\frac{a}{C_2 h} - 1 \right)^{1/2} \quad (20)$$

ここに、 s : 破波点付近の海底勾配 ($s=\tan\beta$)、 a : 波の拡幅 ($a=H/2$)、 h : 水深、 C_1, C_2 : 係数である。数値計算では、基礎式(19)を冲側境界に設定した境界から岸に向かって、 ϕ についてクランク・ニコルソンの陰解法²⁶⁾を用いて解く。このモデルでは防波堤などから生じた回折波や反射波のうち、波の進行方向と逆行する方向に伝播するものは無視している。実際に伝わる波の数値計算を行い、岸向き

・沖向きに進行する波を重合させることも考えられるが、ここでは岸向きに進行する波のみを考慮する。碎波諸元は、波峰での水平流速 u_b と波速 (波峰の伝播速度) C_b の比を用いて、合田の碎波指標を表現し直した渡辺ほか²⁷⁾の碎波指標により計算する。

c) 実験と計算による碎波波高と碎波波向の比較

波浪変形計算の結果得られた碎波波高と碎波点における入射角の沿岸分布を実験値とともに図-19に示す。ここで、実験の碎波波高に対応するように計算の入射波高を設定したため、碎波波高の絶対値の比較は意味がない。碎波波高・碎波波向ともに実験値は沿岸方向にかなり大きく変動しているが、計算値は海浜変形計算の波浪条件とすることを考慮して平滑化を行ったため、十分な再現性を有していないよう見える。しかし、碎波波高の沿岸方向分布が海底谷部分に2つの極小値を持つ点や、海底谷周辺における碎波波向の変化傾向は計算により再現されている。したがって、実用上は問題無い程度の計算結果が得られているものと考えられる。

d) 実験と計算による海浜変形状況の比較

実験における初期と6時間後の海浜地形を図-18に、計算結果を図-20に示す。 $X=0 \sim 10\text{m}$ では、実験領域外からの土砂供給がないため沿岸漂砂により侵食されて、水中に侵食緩斜面が、陸上部に浜崖が形成された。海底谷背後 ($X=10 \sim 14\text{m}$) では、 $Z=-4 \sim 4\text{cm}$ の等深線が著しく後退した。 $X=14 \sim 26\text{m}$ は、土砂の堆積域に相当し、水中には急勾配斜

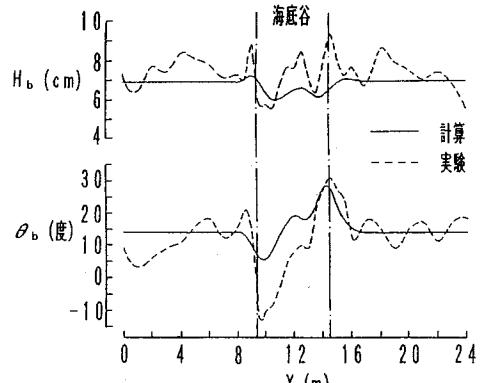


図-19 碎波波高と碎波波向の計算値と測定値の比較

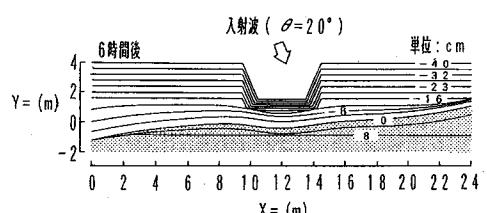


図-20 6時間後の海浜形状 (計算)

面が、陸上には緩斜面が形成された。計算結果においても、これらの特徴はほぼ忠実に再現されている。ただし、実験結果における海底谷周辺の $z=12 \sim -20\text{cm}$ の等深線間隔に注目すると、 $X=10\text{m}$ 付近で狭く $X=14\text{m}$ 付近で広い左右非対称になっているが、計算では、ほぼ左右対称になっている。この現象は、海底谷によって沿岸漂砂の一部がトラップされたこと、および海底谷の下手側斜面の一部が沿岸漂砂により削り取られたことを示している。実験と計算における碎波波高・碎波波向の値はこの付近で最も大きな差違を示していることから、この局所的な現象が計算で十分再現できなかったものと考えられる。

次に、実験と計算における代表断面形の変化をそれぞれ図-21a, bに示す。実験における $X=9.5\text{m}$ 断面では、沖合にわずかな堆積が見られるものの、汀線近くの $Z=7 \sim 10\text{cm}$ でかなりの侵食が起きている。 $X=10\text{m}$ 断面では汀線付近が侵食され、沖側に堆積する断面変化パターンを示すが、これが沖向き漂砂によるものでないことは、海底谷中央部の $X=10.5, 12\text{m}$ 断面の変化より理解できよう。これらの断面では汀線付近は侵食されているが、沖合に堆積は見られず、海底谷内では断面変化がほとんど生じていない。このことから、 $X=10\text{m}$ 断面での海底谷内への堆積は、沿岸漂砂の一部がトラップされたことによると言える。一方、計算結果において、 $X=9.5\text{m}$ 断面は初期断面からほとんど変化していない。 $X=10\text{m}$ 断面でも海底谷へ土砂が堆積する点は実験とよい一致を示すが、汀線付近の侵食量は小さい。

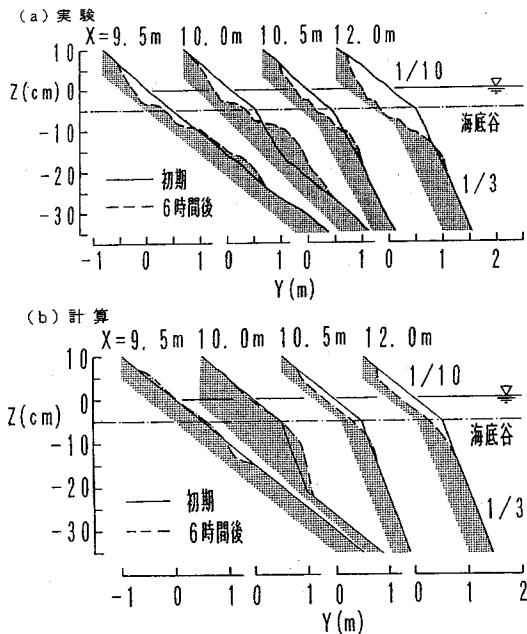


図-21 海浜縦断面形の変化 (a: 実験, b: 計算)

これも、実験と計算における碎波波高・碎波波向の差違に起因していると考えられる。また、堆積部分の断面形状が異なるのは、実験においては土砂が浮遊拡散しながら深部へ落ち込むに対して、計算では限界勾配を超えた急角度とならないように土砂を深部に移動させていることに起因するものと考えられる。 $X=10.5\text{m}$ 断面ではほぼ -10cm 以浅で侵食を受ける点について、実験と計算結果はよく一致する。また、 $X=12.0\text{m}$ 断面では $Z=-10 \sim 7\text{cm}$ の間で浜崖が形成されつつ侵食が進んだ傾向はよく再現されているが、侵食量が小さめに計算されている。この場合も実験と計算による波浪条件の差違が影響しているものと考えられる。以上の結果より、波浪条件や土砂の堆積機構に起因すると考えられる多少の差違はあるものの、本モデルで海底谷周辺の海浜変形を実用上問題ない程度の十分な精度で予測することが可能である。

(6) 防波堤周辺での海浜変形

a) 実験および計算条件

防波堤周辺における海浜変形について、本モデルの適用性を移動床平面実験²⁸⁾と比較することにより確認する。実験は $30\text{m} \times 23\text{m} \times 1.0\text{m}$ の平面水槽内に、中央粒径 0.22mm の粒度調整砂を用いて、水槽中央部の幅 16m 間に海底勾配 $1/10$ で沿岸方向に一様な模型海浜を製作し初期地形とした(図-22)。この海浜模型の沿岸漂砂の系が実験領域内で閉じるように、模型海浜の左端には防波堤模型を、右端には突堤模型を設置した。ところで、波向の季節変動を有する海岸に大規模な防波堤が設置されたとき、その背後では波向の変動に係わらず波の遮蔽域内へ一方向的に土砂が移動することによる、周辺域での侵食と波の遮蔽域内での堆積が問題となる²⁹⁾。ここでは、このような状況の再現も試みるために、入射波の波向を 2 ケースとした。すなわち、ケース①では Y 軸に対し $\theta = 20^\circ$ の方向で 24 時間、ケース

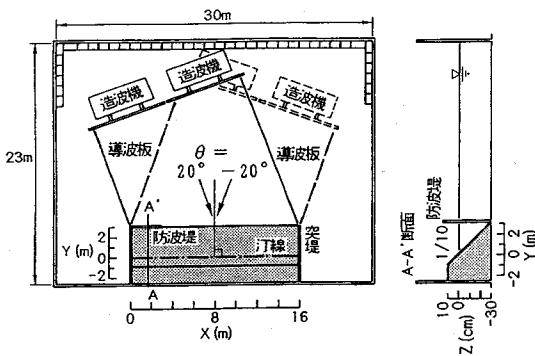


図-22 防波堤模型の概要

②では6時間ごとに $\theta = \pm 20^\circ$ と波向を変えて24時間、入射波を作成させた。冲波波高・周期は、波向によらず $H_0 = 4.6\text{cm}$ 、 $T=1.0\text{s}$ とした。なお、防波堤の沿岸方向長さ、および汀線からの防波堤・突堤の沖方向長さは、冲波波長($L_0 \approx 1.56\text{m}$)の約2倍を想定し3mとした。

波浪変形計算は(5)節 b)項で述べたモデルを用いて行った。計算を行う海浜地形は実験の初期地形と同一であり、沖側境界は $y=5\text{m}$ とした。冲波の諸条件も実験と同様である。沿岸方向の格子間隔は $\Delta X=10\text{cm}$ 、岸沖方向には各地点の波長の $1/20$ となる格子間隔を設定する。防波堤・突堤が存在しない計算領域側方の境界条件は開放境界とした。また、防波堤位置では境界条件として、堤と直角方向の流速成分を0とした。この境界条件により、防波堤による回折は基本式(18)で自動的に表現される。ここで、海底勾配と格子間隔との関係により、碎波点は最も岸側の格子点より岸側となる。したがって、海浜変形計算の波浪条件は、最も岸側の格子点において計算された碎波波高・碎波波向を採用した。

海浜変形計算も実験と同一の初期地形を設定した。これに、波浪変形計算で得られた碎波波高・碎波波向を極端な場所的変動を除くために前後3点で移動平均したものを波浪条件として与えた。ここでも、初期地形に対してそれぞれの波向で計算された波浪条件をそのまま作用させた。なお、ケース①、②における入射波の波向設定は実験と同様である。沿岸方向の計算間隔は $\Delta X=25\text{cm}$ 、時間間隔は $\Delta t=10\text{s}$ であり、 h_R から h_b の範囲を包括するように $z=10 \sim -30\text{cm}$ の等深線について計算を行う。

b) 実験と計算による碎波波高と碎波波向の比較

波浪変形計算の結果得られた $\theta = 20^\circ$ の場合の碎波波高と碎波点における入射角の沿岸分布を実験値とともに図-23に示す。実験において碎波波高が防波堤による波の遮蔽域外で高く、 $X=6\text{m}$ 付近から防波堤基部にかけて回折効果により大きく低下する傾向や、碎波波向の値 θ が防波堤遮蔽域に近づくほど

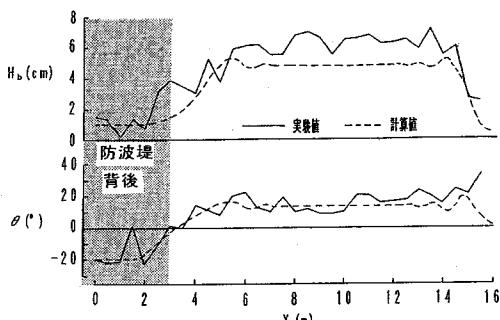


図-23 碎波波高・波向の計算値と実験値の比較 ($\theta=20^\circ$)

減少し、 $X=3.5\text{m}$ 付近からはY軸に対して入射方向と逆方向からの入射となる傾向、さらには、実験値に多少のばらつきがあるものの、計算結果の絶対値も実験値とほぼ一致している。

c) 実験と計算による海浜変形状況の比較

ケース①、②の海浜形状について、実験結果を図-24に、計算結果を図-25に示す。まず、ケース①について、実験では防波堤の遮蔽域の境界($X \approx 4.5\text{m}$)を中心とし、その左右で大きく侵食されて浜崖が形成され、ここより侵食された土砂が右方向へ移動したことが明らかである。堆積域では陸上部に広い平坦面が形成され、また海底勾配は突堤に近づくほど急になる。これらの地形変化は、計算で非常によく再現されている。しかし、実験で侵食域の水中部に形成された非常に広い緩斜面が計算では十分に再現されていない。これは、防波堤背後の $Z=4\text{ cm}$ 以深の等深線形状が初期状態を保っていることから、実験では沖向き漂砂により土砂が移動したと考えられることに対して、計算では岸沖方向の漂砂が考慮されていないことが主な原因である。次に、ケース②について、実験では海浜の中央部が削られ、侵食された土砂が防波堤背後へと移動した。防波堤背

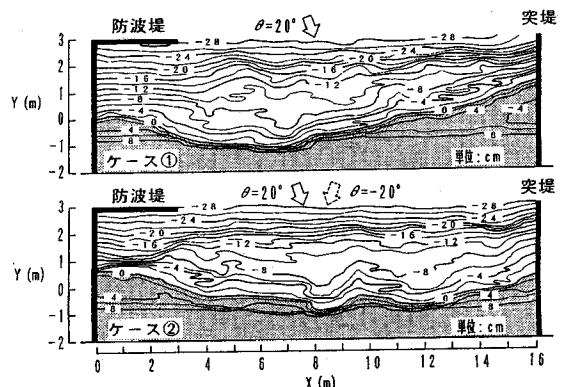


図-24 造波24時間後の海浜形状（実験）

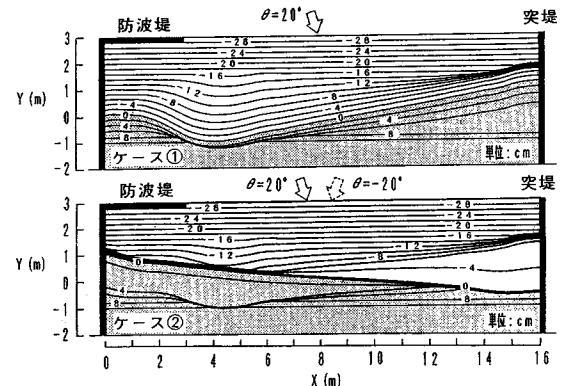


図-25 造波24時間後の海浜形状（計算）

後の陸上部には堆積平坦面が広がるとともに、そのすぐ沖合には急勾配斜面が形成されている。突堤付近では侵食緩斜面が広がり、岸側には浜崖が、沖側には堆積時にできた急勾配斜面が残された。また、防波堤遮蔽域の境界 ($X \approx 4.5\text{m}$) 付近に侵食による浜崖が残されている。これらの傾向は、計算において

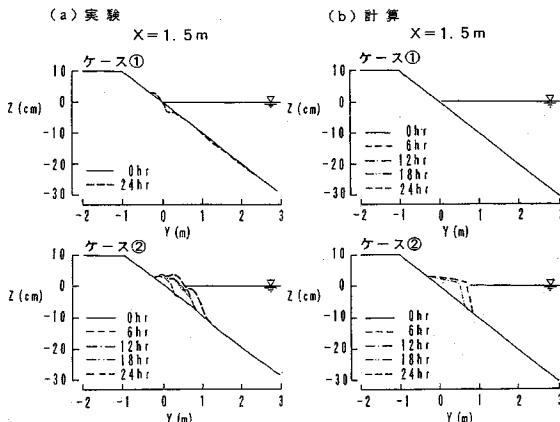


図-26 海浜縦断面形の比較 ($x=1.5\text{m}$)

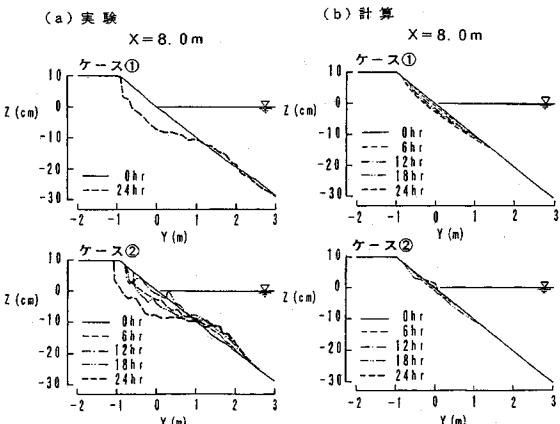


図-27 海浜縦断面形の比較 ($x=8.0\text{m}$)

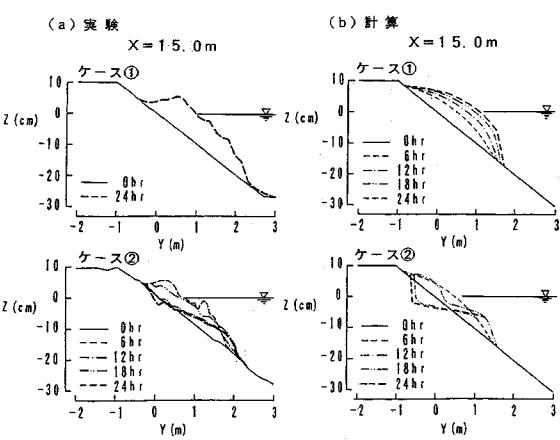


図-28 海浜縦断面形の比較 ($x=15.0\text{m}$)

もよく再現されている。しかし、ケース①と同様に防波堤直背後に形成された非常に広い緩斜面は、計算で十分に再現されていない。

d) 実験と計算による海浜断面形の比較

海浜断面変化の状況について、実験および計算結果を図-26~28に示す。防波堤による波の遮蔽域内にある $X=1.5\text{m}$ の実験結果(図-26)は、ケース①では地形変化はほとんど見られないのに対し、ケース②では土砂が堆積し、特に波向が $\theta = 20^\circ$ となる $t=6 \sim 12\text{hr}$ および $t=18 \sim 24\text{hr}$ に大きく堆積する。海浜中央部にあたる $X=8\text{m}$ の実験結果(図-27)では、ケース①、②とともに侵食されているが、ケース②は実験途中に堆積と侵食を繰り返している。海浜端部にあたる $X=15\text{m}$ の実験結果(図-28)では、ケース①は大きく堆砂している。ケース②の浅海部では波向の周期的变化に合わせて周期的に地形が変化しているが、移動限界より深い部分へ落ち込んだ土砂は侵食時に移動しないため、単調に堆積している。これらの傾向を計算結果と比較すると、 $X=1.5\text{m}$ 、 15m 測線のケース①、②と $X=8\text{m}$ 測線のケース①については、経時変化を含めて実験結果をよく再現している。しかし、 $X=8\text{m}$ 測線のケース②については、実験では前浜が大きく侵食され冲合で堆積している傾向が、計算で再現されていない。この断面変形の特徴は、移動床模型実験に特有のもので、岸沖方向の過剰な土砂移動による。すなわち、前浜付近より土砂が過剰に侵食されて冲合へ流出したために実験結果の侵食量が大きく表れたと考えられる。したがって、このような実験固有の岸沖漂砂の重なる場合については検討外とする。ただし、岸沖漂砂のみによる地形変化を経験的手法により算出し、これを沿岸漂砂による地形変化と重ね合わせれば地形変化計算は可能である³⁰⁾。

5. 現地データに基づく沿岸漂砂量の鉛直分布の算定

前章までに述べたように、本モデルでは沿岸漂砂量の鉛直分布を仮定する。そして前章までのモデル計算ではいずれも移動床模型実験より得られた分布形を仮定し、実験と計算との比較を行っている。計算結果は実験結果といずれもよい一致を示すことから、少なくとも模型実験の範囲では仮定された漂砂量の鉛直分布の妥当性は高い。しかし現地海岸への適用性を検討する上では現地データとの比較が行われなければならない。そこで、本研究では鹿島港南海岸の土砂投棄時の海浜変形より、沿岸漂砂量の水深方向分布について検討する³¹⁾。

鹿島港南海岸には1965年～1971年の間に港湾の浚渫土砂が投棄され、その期間の前後を含む9回の深浅測量が行われた。港湾技術要報³²⁾より鹿島港南海岸の4測線における海浜断面変化を引用し図-29に示す。昭和39年6月の断面形を初期地形とすると、昭和45年10月までの海浜断面は一部の例外を除いて土砂投入とともに沖側へと単調に前進し、その後、昭和47年4月まで単調に後退した。ここで、これらの断面変化が沖向き漂砂により急激に生じたと仮定すれば、汀線付近の侵食と沖合での堆積が必ず同時に生じるはずである。ところが、図-29に示された海浜断面の前進・後退は各断面において一様に生じている。つまり、当海岸における海浜断面の変形機構は、土砂の投入によって汀線が突出したために、主として沿岸漂砂により土砂が沿岸方向に急速に運ばれたことによるものであり、岸冲漂砂はほとんど関与しなかったと考えることが妥当である。投入土砂が沿岸漂砂により運ばれたとすると、等深線の水平方向変位量は沿岸漂砂量の水深方向分布とほぼ相似形となる。したがって、比較的短い時間間隔で断面変化が測量されている当海岸では、沿岸漂砂量の水深方向分布の逆算が可能である。

鹿島海岸における沿岸漂砂量の水深方向分布を計

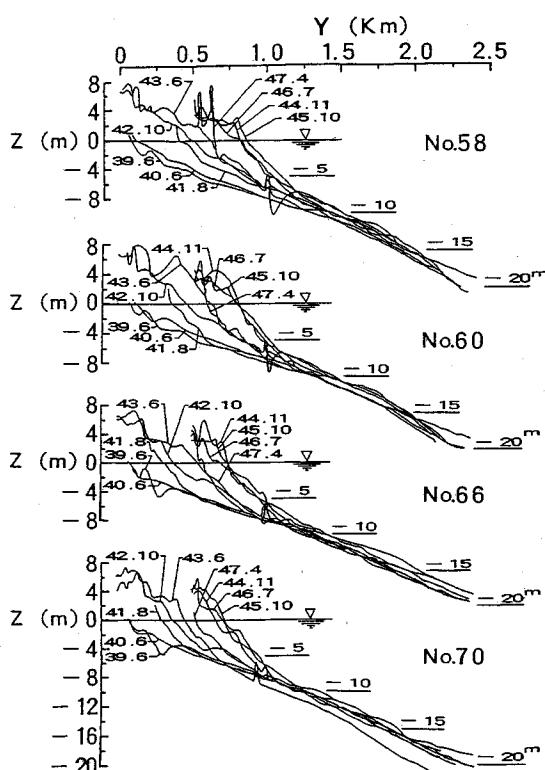


図-29 鹿島港南海岸での土砂投棄に伴う海浜断面変化

算するために、まず、No.58～No.70の4断面それぞれで各測量時期、各水深ごとの等深線の水平方向変位量を求め、それらを汀線位置の変化量で無次元化して図-30に示す。これらは、測線ごとにかなりばらついているものの、汀線付近を最大値として深さ方向に単調減少する点で互いによく似た分布形である。次に、地形変化の生じている水深方向の範囲を決定する。図-29、30より水中部の顕著な海浜断面変化はほぼ-8m以浅で生じており、それ以深では有意な地形変化が見られない。一方、陸上部では明らかに人為的な変形と考えられる部分を除外すると、ほぼ+3mまでの高さで地形変化が生じている。つまり、当海岸における地形変化の限界水深は $h_c \approx -8m$ 、限界高さは $h_R \approx +3m$ であると判断できる。さらに、佐藤・田中の表層移動限界式より地形変化の移動限界水深を定める際に用いる有義波高は、出現確率でほぼ5～20%に相当する比較的高い波浪である³³⁾ことから当海岸に作用する波浪条件を設定する。当海岸における波高、周期の発生確率³⁴⁾より、出現確率20%の波浪は $H_1/3 \approx 2.5m, T=7.3s$ である。当海岸の平均的な海底勾配を図-29より1/210と定めると、合田の碎波指標から $H_b/H_0 = 1.12$ となり、碎波波高は $H_b \approx 2.8m$ と計算される。図-30には以上の値から計算された沿岸漂砂量の水深方向分布を実線で示す。計算式は実測値よりやや小さいが、おおむねよい対応を示す。さらに、西湘海岸における同様の検討でも、沿岸漂砂量の水深方向分布の妥当性が確認されている³⁵⁾。したがって海浜変形予測に式(7)が十分適用可能であるといえる。なお、第3章(1)節においては、実験値に対して $h_c \approx 2.3H_b, h_R \approx 0.82H_b$ と設定しているが、鹿島海岸における h_c, h_R を H_b の関数で表すと $h_c \approx 2.9H_b, h_R \approx 1.1H_b$ となり、 h_c, h_R と H_b との比が実験値より大きい値となった。これは現地海岸では粒径波高比が小さいために、より深い所まで底質が移動し易いことや、出現確率が小さい高波浪時における陸

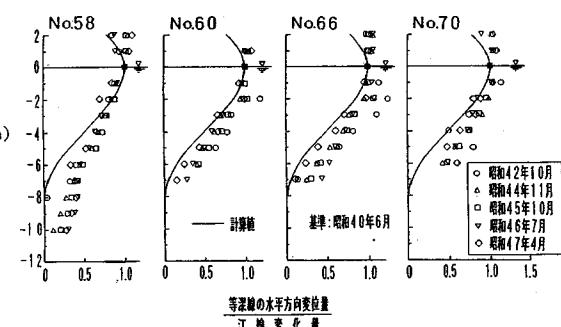


図-30 海浜断面データより求めた沿岸漂砂量の水深方向分布

上部の地形変化の影響が残されたためと考えられる。なお、本研究ではモデルの検証の多くは規則波による水理模型実験データとの比較によっているのに対し、現地海岸では不規則波が作用することから、それに伴って漂砂量分布にも不規則性が含まれる。したがって、実験と現地との分布形の差はこの面からも生じると考えられる。

6. 考察

一般に、浜崖侵食が起こると陸域の土砂が直接削り取られ、砂丘や海浜地の喪失を招くとともに、条件によっては陸上施設に被害をもたらす。したがって、浜崖の形成が再現されることは、海浜変形モデルの構築上非常に重要なことである。従来より用いられている汀線変化モデルでは、海浜プロファイルの平行移動を仮定するため、このような浜崖形成を伴う海浜断面形の予測は不可能であり、また現在多くの研究者により検討されている一般的な3次元海浜変形モデルでも今のところ土砂収支を完全に満足したままで浜崖侵食を予測することはできない。これに対し、本モデルによれば沿岸漂砂により砂が運び去られた時形成される浜崖の形成予測が可能となった。

本研究では、沿岸漂砂量の水深方向分布を、経験的手法を用いて移動床模型実験より逆算しているが、計算に用いた種々の実験はいずれも初期勾配が1/10と急勾配であって、バー・トラフの著しく発達するような緩勾配海岸の実験データは含まれていない。同じく現地検証データとして用いた鹿島港南海岸での養浜時の海浜断面測量データにおいても、バー・トラフの顕著な発達は見られない。以上の点より、本モデルの適用は、現在のところバー・トラフの形成が顕著でない比較的急勾配海岸に限定される必要がある。我が国の海岸で具体例をあげると、駿河湾に面した駿河、静岡、清水および富士海岸、富山湾に面する、あるいはその近傍の下新川、市振、境海岸、相模湾に面した西湘海岸、熊野灘に面した七里御浜海岸、土佐湾に面した高知海岸などがモデル適用の適地と言える。また、本モデルでは突堤や防波堤の先端部で生ずるような洗掘などの局所的現象の再現には向かず、むしろ広域における長期的な地形変化予測への適用が有効である。

本研究では沿岸漂砂の制御効果から見て代表的な構造物である、突堤、護岸、防波堤（ヘッドランド）周辺の海浜変形予測手法について示したが、そのほか多く用いられている海岸構造物としては、人工リーフと離岸堤がある。人工リーフについては、その

沖側・岸側の堤体位置に仮想的に護岸を想定し、それにより護岸の場合と同様な手法により等深線位置の補正を行えばよいと考えられる。一方、離岸堤については、それが十分冲合にある場合は防波堤と同様な扱いが可能である。さらに、本研究で開発した等深線変化モデルは、近年問題となっている地球温暖化に伴う海水準上昇時の海浜変形の予測を行う場合にも有効利用できる。なぜならば、このモデルは等深線の水平方向変位を計算するものであるために、海水準の変位をモデルに組み入れ易い利点があるためである。その具体例として、宇多ほか^{36), 37)}に論じられているように、過去9000年間の海水準変動の条件下での大陸棚の発達の予測も可能となっており、それをもとにした将来の海水準上昇時の地形変化予測も行われている。

なお、今後においてモデルの予測精度を向上させるには、沿岸漂砂量の水深方向分布の推定をより確かなものとするとともに、その分布形に関する理論的検討が必要である。その一つの方法として、沿岸漂砂量の岸沖方向分布についてまず検討を加えた上で、それを座標変換する手法が考えられよう。また、浅海域の碎波帯近傍に離岸堤がある場合の海浜変形予測については、離岸堤による沿岸漂砂の阻止効果を適切にモデル化する必要があるが、この点については今後の課題としたい。

7. 結論

本研究の結論は以下に要約される。

- ①新たな海浜変形モデルの構築に際し、まず現地海岸の深浅測量データの分析に立脚した新たな視点を導入した。すなわち、深浅データより得られる等深線距離の時間的・空間的变化を調べる手法が、他の手法、例えば固有関数展開法より優れていることを示し、このことからさらに沿岸漂砂量の水深方向分布を仮定することにより各等深線間の相互作用を考慮すれば汀線変化モデルと同様、個々の等深線の動きを予測可能なモデルの構築が可能などを示した。
- ②沿岸漂砂量式と漂砂の連続式とを水深方向に分割された区域で連立させ、それらを数値的に解くことにより等深線の水平方向変位を計算することのできる等深線変化モデルを開発した。そして自然海浜、護岸、突堤、防波堤および海底谷（掘削穴）周辺での海浜変形を予測する上で必要なモデルの考え方を提示するとともに、それぞれの場合について移動床模型実験を実施し、実験結果とモデル計算とを行って両者がよい一致を示すことを確認した。
- ③本モデルは、波浪場の予測に放物型モデルを用い

ており、また海浜変形計算も非常に容易であり、従来型の3次元海浜変形モデルと比較してはるかに容易であるという利点をもつ。また、このモデルでは浜崖侵食や海底谷（掘削穴）への土砂の落ち込みを容易に組み入れられるため、汀線変化モデルでは不可能であった海浜縦断面形の予測も可能となった。

④モデルの中で仮定された沿岸漂砂量の水深方向分布について、実際に鹿島港南海浜での養浜時データをもとに検討した。この結果、本研究で実験的に求めた沿岸漂砂量の水深方向分布とかなり近い分布が得られた。さらに同様な結果は西湘海岸でも得られている。このことは、本研究で示した沿岸漂砂量の水深方向分布が模型実験データに止まらず、現地海岸にもかなり高い適用可能性を有することを示す。

参考文献

- 1) 宇多高明：日本の海岸侵食、第29回水工学に関する夏期研修会講義集、pp.B-3-1～B-3-20、1993。
- 2) Bakker,W.T.:The dynamics of a coast with groyne system, *Proc. 11th Coastal Eng. Conf., ASCE*, pp.492-517, 1968.
- 3) Perlin,M. and R.G.Dean:Prediction of beach planforms with littoral controls, *Proc. 16th Coastal Eng. Conf., ASCE*, pp.1818-1838, 1978.
- 4) Swart,D.H.:Predictive equations regarding coastal transport, *Proc. of 15th Conf. on Coastal Eng.*, pp.1113-1133, 1976.
- 5) 宇多高明、野口賢二：大潟海岸の侵食機構に関する一考察、海岸工学論文集、第37巻、pp.474-478、1990。
- 6) 宇多高明、小俣篤：海岸から深海への土砂損失機構調査報告書、土木研究所資料第2730号、1989。
- 7) 宇多高明、矢野滋：相模湾西湘海岸の侵食実態について、地形、Vol.8、pp.1-19、1987。
- 8) 宇多高明、上森千秋、中條徳翁：海底掘削にともなう海底変形、第32回海岸工学講演会論文集、pp.410-414、1985。
- 9) 宇多高明、藤井政人、高橋晃、伊藤克雄：海底掘削に伴う河口砂州の変形、海岸工学論文集、第41巻、pp.496-500、1994。
- 10) 石橋正穂、宇多高明、岸田正人、清水生一：皆生海岸における海浜地形変化の解析、第30回海岸工学講演会論文集、pp.234-238、1983。
- 11) 武内達夫、宇多高明、中島秀樹、青山春男：駿河海岸における海浜地形変化の解析、第31回海岸工学講演会論文集、pp.360-364、1984。
- 12) 宇多高明、山本幸次、河野茂樹：砂嘴地形周りの海浜変形 - 三保松原を例として - 、地形、Vol.12、pp.117-134、1991。
- 13) 宇多高明、赤穂俊作、今井武雄：霞ヶ浦における風波による湖浜変形の実態、土木学会論文集、第381号、II-7、pp.161-170、1987。
- 14) 橋本宏、宇多高明：経験的海浜変形モデルの小川原湖海岸への適用、第26回海岸工学講演会論文集、pp. 221-225、1979。
- 15) 河野宏、宇多高明、薮崎義之、水野益宏：富士海岸の侵食実態と地形変化予測、第33回海岸工学講演会論文集、pp.287-291、1986。
- 16) 宇多高明、野口賢二：富山県東部宮崎、境海岸における海浜変形の実態、地形、Vol.11、pp.337-347、1990。
- 17) 宇多高明、山本幸次、河野茂樹：沿岸漂砂量による3次元海浜地形変化の予測法、海岸工学論文集、第38巻、pp.386-390、1991。
- 18) 合田良実：碎波指標の整理について、土木学会論文報告集、第180号、pp.39-49、1970。
- 19) 宇多高明、山本幸次、河野茂樹：等深線変化モデルによる突堤周辺の地形変化予測、第46回年講演概要集、pp.1038-1039、1991。
- 20) 小笛博昭、ブランプトン,A.H.:護岸のある汀線変化計算、港湾技術研究所報告、第18巻、第4号、pp.77-104、1979。
- 21) 宇多高明、山本幸次、河野茂樹：等深線変化モデルによる護岸周辺の地形変化予測、第46回年講演概要集、pp.1036-1037、1991。
- 22) 宇多高明、坂野章：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, 1991.
- 23) 宇多高明、山本幸次、板橋直樹：拡張された等深線変化モデルによる海底谷周辺における海浜地形変化予測、海岸工学論文集、第40巻、pp.391-395、1993。
- 24) 橋本宏：放物型方程式による屈折、回折の数値計算、第29回海岸工学講演会論文集、pp.115-119、1982。
- 25) 平口博丸、丸山康樹：斜め入射に対する放物型方程式の適用性の拡張、第32回海岸工学講演会論文集、pp.114-118、1986。
- 26) Radner, A. C.:On the parabolic equation method for water-wave propagation, *J. Fluid Mech.*, Vol. 72, pp.373-384, 1979.
- 27) 渡辺晃、原哲、堀川清司：重合した波浪場における碎波について、第30回海岸工学講演会論文集、pp.5-9、1983。
- 28) 宇多高明、山本幸次：波向が周期的に変化する場における防波堤周辺の海浜変形、海岸工学論文集、第39巻、pp.436-440、1992。
- 29) 宇多高明、山本幸次、板橋直樹：波向が周期的に変動する場における防波堤遮蔽域内の堆砂機構、土木技術資料、Vol.35, No.7, pp.37-43, 1993.
- 30) 宇多高明、山本幸次、岡本俊策：岸冲漂砂を考慮した等深線変化モデルによる護岸周辺の地形変化予測、海岸工学論文集、第40巻、pp.381-385、1993。
- 31) 宇多高明、山本幸次：鹿島灘沿岸の海浜特性と沿岸漂砂量の鉛直分布の算定、土木技術資料、Vol.36, No.3, pp.58-63, 1994。
- 32) 日本港湾協会：特集“養浜工”，港湾技術要報、No.73, 1974。
- 33) 宇多高明：波による移動限界水深を定める代表波の選定法、海岸工学論文集、第37巻、pp.294-298、1990。
- 34) 佐藤昭二、田中則男、佐々木克博：鹿島港建設に伴う海底地形変化について - 事例研究 - , 港湾技研報告、Vol.13, No.4(2), pp.3-78, 1974.
- 35) 宇多高明、川崎俊太、見附敬三：西湘海岸小八幡地区に建設された突堤の漂砂阻止率の検討、海岸工学論文集、第42巻、pp.671-675、1995。
- 36) 宇多高明、山本幸次、岡本俊策、河野茂樹：駿河海岸の過去9,000年間における海浜変形の再現計算と将来予測、海岸工学論文集、第39巻、pp.426-430、1992。
- 37) 宇多高明、山本幸次、岡本俊策、河野茂樹：沿岸漂砂の卓越する海岸の沖合に発達する大陸棚の形成に関する一考察、地形、第14巻、pp.33-52、1993。

(1995. 2. 6 受付)

DEVELOPMENT OF A PREDICTIVE MODEL OF CONTOURLINE CHANGE DUE TO WAVES

Takaaki UDA and Shigeki KAWANO

A new predictive model of contourline change is developed, in which longshore sand transport formula and continuity equation of sand are solved numerically in each sublayer of the beach divided vertically. Modeling procedure of beach changes not only on the natural sandy beach but also in the vicinity of sea wall, groin, offshore breakwater, submarine canyon (dredged hole) is proposed. In each case model movable bed experiment is carried out to verify the effectiveness of the model. Good agreement between experimental results and numerical simulation is shown. This model has an advantage that it can predict formation of beach scarp due to dune erosion and sand discharge into a submarine canyon or an offshore dredged hole compared with the oneline (shoreline) model of beach changes.