

地形変化を波・海浜流場に考慮した海浜変形予測システム

高 木 利 光*

1. ま え が き

最近の現地観測技術の進歩を含めた海岸工学の発展および数値計算技術の進歩、さらにはコンピューターの発達、海浜変形の数値予測を現実化しつつある。特に、平面2次元的な水深の変化を計算するモデルは、渡辺らのモデル（渡辺ら、1984）に代表されるようにその適応性は高いものがある。しかし、実用レベルにおいては、このモデルは計算時間を多く要することから、比較的短期的な地形変化の予測にしか使われていないのが現状である。また、地形が時々刻々変化することによる波・海浜流場の変化を計算に取り込むことも一般には成されておらず、従って平衡地形を求めたり、時間的な地形変化状況を追跡するような、定量的かつ非定常的な評価は行われていない場合が多い。ここでは、波の場の計算に放物型方程式を用いた方法を用いることで計算時間の短縮を図り、また波・海浜流・地形変化の3つの独立したプログラムを、途中で人間の手を介さず連続的に回すことにより、より容易に地形変化計算に波・海浜流場の変化を取り組むことを可能にした。このようにして構築した海浜変形予測システムを用い、実際に離岸堤周辺の花浜変形を再現計算することで、本システムの適用性を検討した。

2. 海浜変形予測システムの概要

本システムは多くの平面2次元モデルがそうであるように、波浪場・海浜流場の計算および地形変化計算の3つの小モデルから構成されている。それらの小モデルは図-1に示す計算フローで連結され、海浜変形予測システムとして構築されている。実現象としてはこれら3つの場は相互に干渉しあっている。ここでは、地形が変化したことによる波浪場および海浜流場の変化が、長期の地形変化を定量的に予測する上において最も重要であると考え、この相互干渉効果を考慮した。また、波と海浜流場の相互干渉効果は実際にはあるものの、システムがより複雑になり、目的としている長期の予測が困難になる恐れがあることから、ここでは無視した。

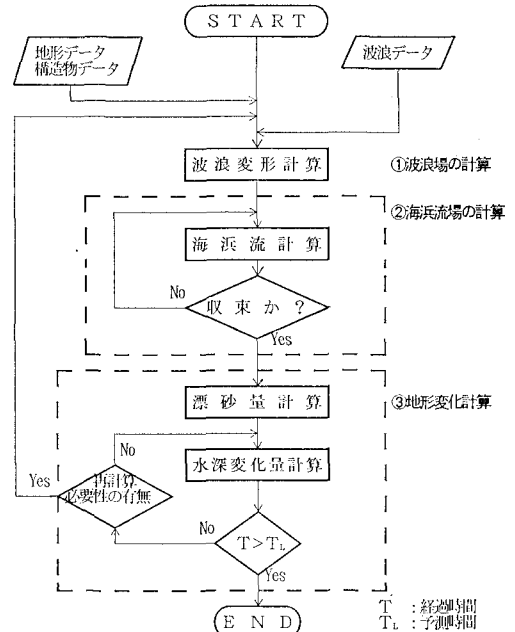


図-1 海浜変形予測システム計算フロー

3. 基礎方程式

3.1 波浪場の計算

波高分布および波向分布は緩勾配方程式を放物型方程式に変形し、差分法により定式化し求めた。基礎方程式は、速度ポテンシャルを ϕ 、波の波速と群速度を C 、 C_g 、および角周波数を σ とすると、式(1)で与えられる。

$$\Delta \cdot (CC_g \Delta \phi) + \sigma^2 C_g / C \cdot \phi = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

式(1)において波の進行方向に逆行する波がないものと仮定すると、次の放物型方程式を得る（平口・丸山、1986）。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \left\{ i \left(k_x + \frac{k_y^2}{2k_x} \right) - \frac{1}{2k_x C C_g} \frac{\partial}{\partial x} (k_x C C_g) \phi \right. \\ \left. + \frac{i}{2k_x C C_g} \frac{\partial}{\partial y} \left(C C_g \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) - \alpha_D \phi \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 k_x 、 k_y は x 、 y 方向の波数成分、 α_D は碎波減衰を表す係数、 i は虚数単位である。また、碎波減衰項

α_D は次式によって求める。

$$\alpha_D = C_1 \frac{s}{h} \left(\frac{H/2}{C_2 h} - 1 \right)^{1/2} \dots\dots\dots (3)$$

ここに s は碎波点付近の海底勾配, h は水深, H は波高, C_1 , C_2 は定数である。

3.2 海浜流場の計算

海浜流場の計算においては, 波と流れの相互干渉は無視し, 外力となるラディエーション・ストレスは進行波を対象とした微小振幅波理論から求めた。海底摩擦項は波と流れの共存場におけるものとして評価した。計算の基本式は以下の通りである。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + M_x + F_x + L_x = 0 \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + M_y + F_y + L_y = 0 \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{u(\eta+h)\} + \frac{\partial}{\partial y} \{v(\eta+h)\} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

ここに u , v は鉛直方向平均流速, η は平均水位上昇量, g は重力加速度, M はラディエーション・ストレス項, F は海底摩擦項, L は水平渦粘性項である。

3.3 地形変化計算

地形変化計算は, 波の場, 海浜流場の計算結果から, 各格子点での局所漂砂量を求め, その土砂収支から水深の変化量を求めるものである。局所漂砂量式としては渡辺らが提案しているもの(渡辺ら, 1984)から, 流れによる漂砂量のみを取り扱った。なお, 波による岸沖漂砂量は取り扱わないこととした。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(q_x - \varepsilon_s |q_x| \frac{\partial \zeta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(q_y - \varepsilon_s |q_y| \frac{\partial \zeta}{\partial y} \right) = 0 \dots\dots\dots (7)$$

ここに, ζ は水深変化量, q_x , q_y は x , y 方向の漂砂量成分, ε_s は定数である。漂砂量は,

$$q_x = F_c u \dots\dots\dots (8)$$

$$q_y = F_c v \dots\dots\dots (9)$$

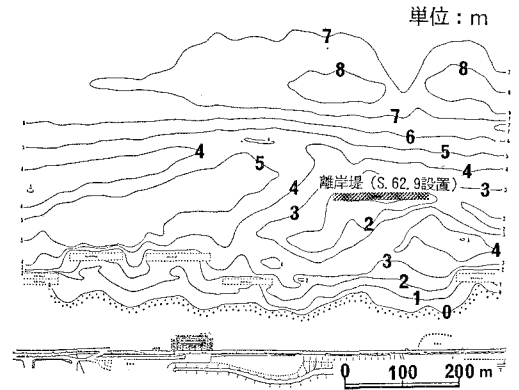
$$F_c = A_c (u^{*2} - u_c^{*2}) / g, \quad u^* > u_c^* \dots\dots\dots (10)$$

$$F_c = 0, \quad u^* \leq u_c^* \dots\dots\dots (11)$$

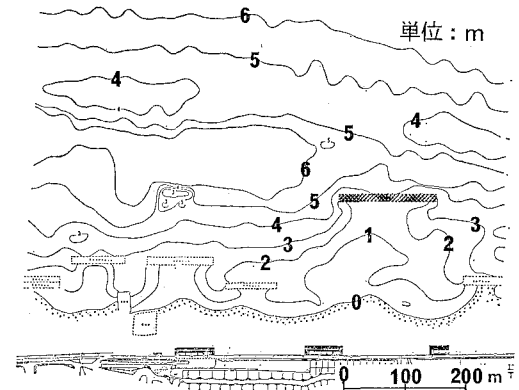
で与えられる。ここに u^* は波・流れ共存場における底面摩擦速度であり, 田中(1990)の方法により求めた。 u_c^* は限界摩擦速度であり, A_c は定数である。

4. 検証計算

ここでは, 図-2 に示す実際の砂浜海浜における離岸堤周辺約10ヶ月間の地形変化を再現することで本システムの適用性を検討した。対象とする離岸堤は堤長 160 m, 離岸距離 200 m であり, 異形消波ブロック構造で



(a) 昭和62年10月測量



(b) 昭和63年7月測量

図-2 離岸堤周辺の地形変化状況

ある。また海浜部の底質は細砂であり, 中央粒径は約 0.2 mm である。

4.1 境界条件

波の場の計算においては, 沖側境界に入射波浪条件から求めた速度ポテンシャルを設定し, 側方の境界は無反射あるいは透過境界条件を設定した。また, 離岸堤が波に対し透過構造であることから, 透過率 0.4 を設定した。海浜流場の計算においては, 汀線および構造物境界ではそれを横切る流量フラックスがないものとし, 沖合および側方では折り返し境界条件とした。地形変化計算においては, 波・海浜流により計算される漂砂量から各計算格子点での水深変化量を求めることとし, 境界からの土砂の流入は特に設定していない。

4.2 計算条件

計算範囲は地形変化状況が離岸堤を中心にはば左右対称であったことから, 右半分の, 岸沖方向, 沿岸方向とも 800 m の範囲とした(図-3)。また, 計算格子間隔は 10 m とした。波の場の計算における碎波に係わる定数は碎波形式等により異なるものと考えられるが, こ

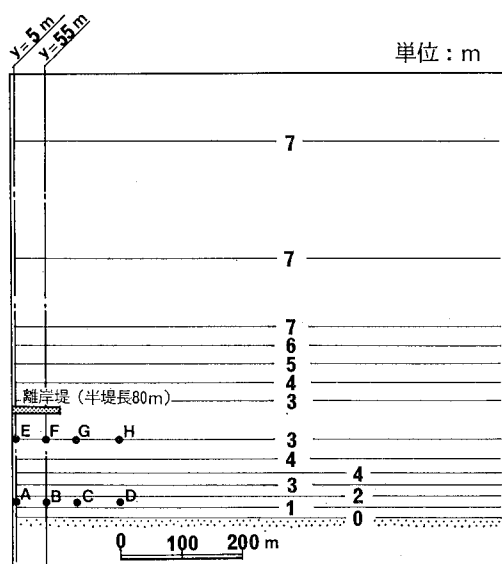


図-3 計算範囲

では検証データがないことから、同様な海底勾配の砂浜海岸で検証しているデータを参考に、 $C_1=1.25$, $C_2=0.25$ と設定した (Maruyama, Takagi, 1988). 海浜流場の計算においては、海底摩擦係数 $C_f=0.01$, 水平渦動粘性係数 $\nu_H=10.0 \text{ m}^2/\text{s}$ とした. 地形変化計算においては、底質粒径を現地の中央粒径である 0.2 mm とし、流れの漂砂量係数を $A_0=1.0$, $\varepsilon_0=10$ とした. 初期地形は、離岸堤設置前の地形をモデル化し、現地の海底勾配とはほぼ同様な沿岸方向に一樣な平行等深線地形とした (図-3).

4.3 波浪モデル

実際の地形変化を再現計算するに当たり、来襲する波浪条件の設定方法が問題となる. 従来は、計算時間等の制約から数日程度の短期的な地形変化予測が目的である場合が多く、その場合は漂砂活動が活発な時化時の高波浪などを設定する場合が多い. また、ある程度長期の予測の場合でも、その期間のエネルギー平均波を代表波として設定する場合が一般的である. ここではより実際に来襲する波浪状況に近い形で波浪条件を設定することを試みた. 1日毎の波浪観測データがある場合はその波を直接与えることが望ましいと考えられるが、ここで検証の対象とする海岸においては、統計処理された波浪頻度分布結果しか入手できなかったため、そのデータを用いてモデル波浪を設定した. 図-4 にモデル化した波浪条件を示した. 検証期間の波浪の内、有義波高 1 m 以下は発生日数は多いが、エネルギーの割合で見ると全体の 5% 以下と小さいことから、有義波高 1 m 以上のデータを用いた. 1回の時化は1週間程度であることから1回の時化を図-4に示すような波浪の時系列データとして

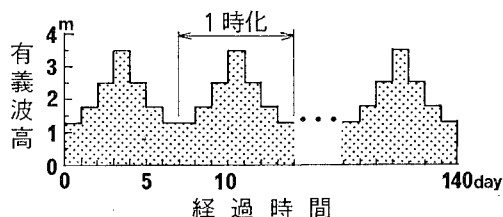


図-4 波浪モデル

設定し、各波浪条件が1日間継続するものとした. なお、各有義波高に対する周期は、両者の相関関係から、 $H_{1/3}=1.25 \text{ m}$, $T_{1/3}=7 \text{ s}$, $H_{1/3}=1.75 \text{ m}$, $T_{1/3}=8 \text{ s}$, $H_{1/3}=2.50 \text{ m}$, $T_{1/3}=9 \text{ s}$, $H_{1/3}=3.50 \text{ m}$, $T_{1/3}=10 \text{ s}$ とした. さらに、波向については現地の実地の地形変化が離岸堤中心線に対しほぼ左右対称であったことから、ほぼ汀線に対し直角方向の波向が卓越していたものと判断し、計算においては汀線に対し直角入射とした. そし

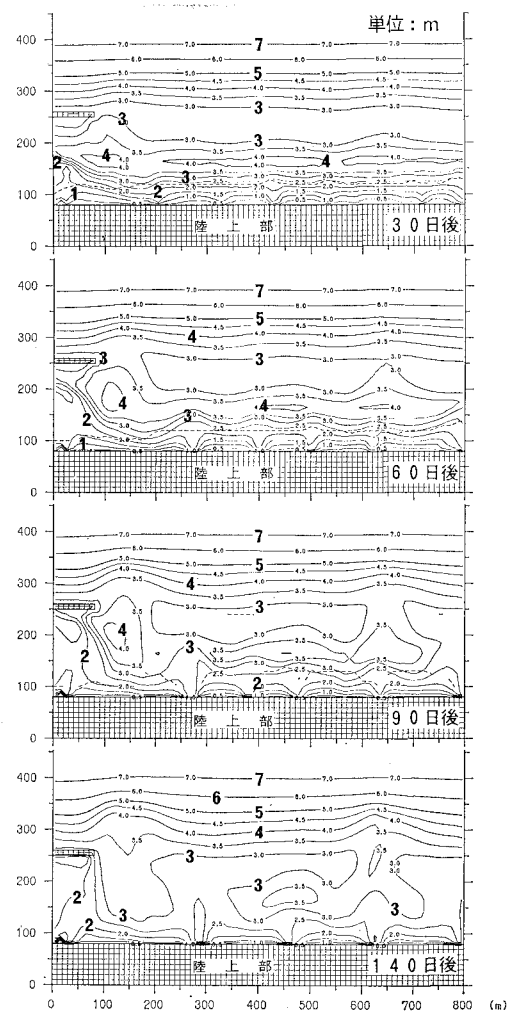


図-5 等深線の経時変化

て、検証期間における全波浪エネルギーとはほぼ等しくなるように、このモデル化した時化を計20回繰り返し与えた。

波高分布からラディエーション・ストレスを計算する際には、次式で2乗平均波に換算している。

$$H_{rms} = 0.706 H_{1/3} \dots\dots\dots (12)$$

波および海浜流を再計算する時間間隔は、ここで提案した波浪モデルが1日単位で波浪条件を変化させていることから、1日間とした。

4.4 計算結果

図-5 に等深線の経時変化を示した。離岸堤背後にトンボロ形状の堆砂が進行し、ほぼ水深2m程度となっている。実際の地形変化と比較し、定性的、定量的にほぼ

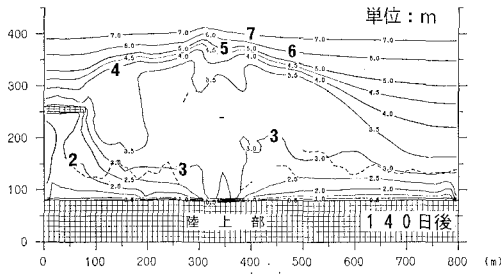
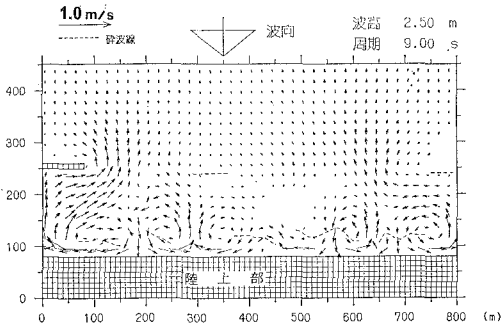
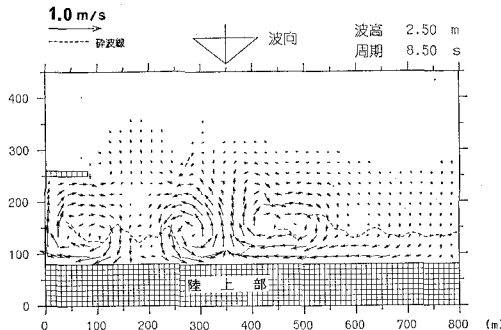


図-6 エネルギー平均波を入射させた場合の最終地形



(a) モデル波浪を入射させた場合



(b) エネルギー平均波を入射させた場合

図-7 最終地形における海浜流況

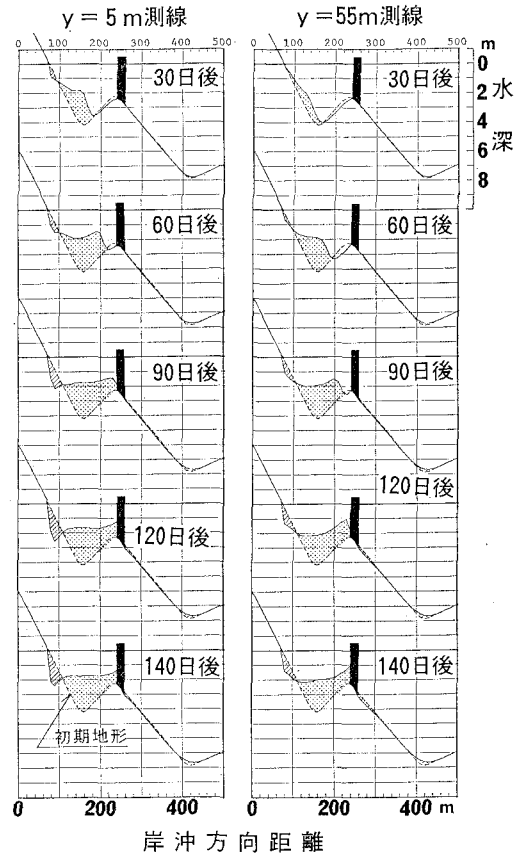


図-8 代表測線断面地形変化

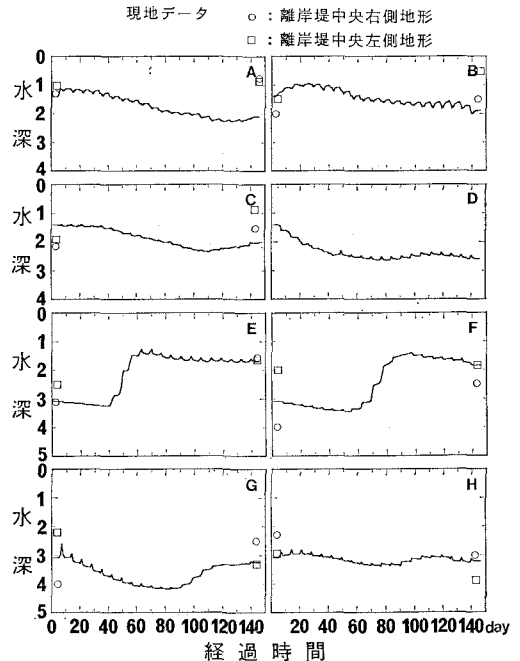


図-9 定点水深の経時変化

一致している。また、エネルギー平均波を一定に与えた場合の140日後の等深線を図-6に示した。やはり、離岸堤背後で著しい堆砂が生じている。しかし、離岸堤から離れた海浜部 ($y=200\sim 500\text{ m}$) において、3.5 mのコンタが大きく沖に張り出している。実際の地形にはこのような堆砂は認められていない。この原因として、図-7に示す海浜流の状況からもわかるように、エネルギー平均波を与え続けた場合、離岸堤から離れた海浜部 ($y=350\text{ m}$) において強い離岸流が発生しており、これが沖方向への漂砂の移動を生じさせていると思われる。図-3に示した代表測線および代表ポイントにおける水深の経時変化を図-8, 9に示した。これらの図からも離岸堤背後に堆砂が進行していく様子がわかる。また、図-9に示すように、離岸堤直背後に当たるE, F地点の堆砂量は定量的にもほぼ一致している。ただし、汀線付近のA, B地点では実際は堆砂傾向にあるのに対し、計算では多少侵食傾向にある。また、E, F地点の堆砂はある時に急速に生じ、その後平衡状態に近づきつつあると思われる。実際においても、離岸堤背後の堆砂は最初の1年間で最も激しく、その後はほとんど堆砂していない状況であり、計算結果と一致している。

5. 結 論

①現地に来襲する波浪とほぼ同様に周期的に波高・周期が変化する入射波浪条件を設定し、1日間毎に波・海浜流の再計算を実施し地形変化を計算したところ、現地で生じた離岸堤背後の地形変化状況を定性的および定量的に再現可能であった。

②地形変化モデルをシステムとしてより効率良く構築したことにより、現地において約10ヶ月と長期の地形変化

計算が可能となった。ちなみに、本計算に要した計算時間は、SUN/4 330 EWS で約10時間であった。

③地形が変化したことによる波・海浜流場の変化をシステムに組み込むことにより、構造物によって変化する最終地形(平衡地形)を定量的に求めることが可能となった。さらに、時々刻々とダイナミックに変化する非定常的な地形変化状況を追跡することが可能となった。

④本計算においては波・海浜流場の再計算時間間隔を1日に設定し、良い結果を得ている。実用的には1日が妥当と考えられる。

また、今後の課題としては、汀線の前進、後退を含めた汀線近傍の地形変化の再現性が悪いことから、この部分の改良が望まれる。また、検証期間として10ヶ月を設定したが、その間の地形変化状況のデータがないことから、水深の時間変化状況については検証できなかった。今後、波・海浜流の調査も含めたより細かな地形変化データによるモデルの検証が必要と考えられる。

参 考 文 献

- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・樺山 勉 (1984): 構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 406-410.
- 平口博丸・丸山康樹 (1986): 斜め入射波に対する放物型方程式の適用性の拡張, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 114-118.
- 田中 仁 (1990): 波・流れ共存場における底面摩擦係数の陽形式近似式, 土木学会論文集, No. 417/II-13, pp. 285-288.
- Maruyama, K. and T. Takagi (1988): A Simulation system of nearshore sediment transport for the coupling of the sea-bottom topography, waves and currents, IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the Coastal Zone, pp. 300-309.