

汀線変化を考慮した構造物周辺の3次元地形変化

3-D Beach Profile Change around Coastal Structure considering the Variations in Shoreline

伊福 誠*・弓山 泰**

By Makoto Ifuku and Yutaka Yumiyama

A numerical model is developed for estimating the wave transformation and three dimensional beach profile change around the impermeable and permeable breakwater. The temporal and spatial variations in shoreline is taken into account in this model. Wave transformation is analyzed by the characteristics method.

In front of the breakwater *le clapotis* is formed and the bottom where the wave height is maximum and minimum is accumulated and eroded, respectively. The tombolo is formed behind the breakwater and the beach profile change near the shoreline agrees with the results of the wave flume test and the field observation qualitatively.

Keywords: wave transformation, breakwater, beach erosion, tombolo

1. 緒 論

港湾の外郭施設や海岸構造物は、外力である巨大な波浪から港湾、海岸・海浜や社会基盤を防護するために、主としてコンクリートによって建設され、その使命を果たしている。近年では、これらの構造物も単体で立ち上がるのではなく、面的な施設の一部としての位置付けで見直されつつある。防波堤や離岸堤を低天端化し、護岸構造物は人々が水辺に親しめるように緩傾斜のものが取り入れられるようになり、さらには、これらの構造物自体にも多様な付加価値が要求されるようになった。これらのことは、自然を基調とした景観と海辺の親近感を追求することにはかならない。

こうした動きに呼応して、各種の海岸構造物が提案されるようになった。その一例として、スリットや多くの孔を有する構造物が設計・施工され始めているようである。スリットや多くの孔を有する構造物はもちろんのこと他の構造物の設計に当たっては、波浪のエネルギーを如何に低減するか等の諸問題を解決できることが必要不可欠なことのようである。

これまで、構造物周辺の水理特性に関して多くの研究がなされ、かなりの成果が得られているようである。波と構造物の干渉に起因する地形変化については、1次元あるいは2次元を対象として、主とし

*正会員 工博 愛媛大学講師 工学部土木海洋工学科

(〒790 松山市文京町3番)

**学生員 愛媛大学大学院 工学研究科

(同 上)

て水槽実験によって行われてきた。しかしながら、これらの実験では、波の作用時間は数時間、中には数10時間に及ぶものもある。造波装置が吸収式のタイプであれば海浜や構造物からの反射の影響を除去することは可能であるが、そうした装置でなければ水槽内の波浪や流況はかなり違ったものになっているのではないかと考える。

現在までのところ、波と海浜あるいは波と構造物の干渉をも考慮した地形変化および地形変化をフィードバックした波浪や流況の予測法は確立されたとは言い難い。こうしたことから、本研究では傾斜海浜に不透過・透過離岸堤を築造した場合、離岸堤周辺の背後に形成されるトンボロや部分重複波が生ずる領域に形成される交互砂州状の地形変化に及ぼす堤体の設置位置や透過性の影響について数値解析的に調べようとしたものである。

2. 波浪変形

2.1 基礎方程式¹⁾

静水面を $x-y$ 平面にとり、鉛直上向きに z 軸をとると水深方向に積分された非線形長波の連続の式は

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{\lambda} \frac{\partial (u\tilde{h})}{\partial x} + \frac{1}{\lambda} \frac{\partial (v\tilde{h})}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

で与えられる。ここに、 η は水面変動量、 λ は透過性構造物の空隙率、 u および v は、それぞれ、 x および y 方向の流速成分、 $\tilde{h}$ は水深 ($\tilde{h} = h + \eta$; h : 静水深) である。

一方、運動方程式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{\lambda} \left(u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} \right) + g\lambda \frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{1}{\lambda} \left(gS_x + \frac{K}{D} u \sqrt{u^2 + v^2} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{\lambda} \left(u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} \right) + g\lambda \frac{\partial \eta}{\partial y} = -\frac{1}{\lambda} \left(gS_y + \frac{K}{D} v \sqrt{u^2 + v^2} \right) \quad (3)$$

と表せる。ここに、 g は重力の加速度、 S_x および S_y は、それぞれ、 x および y 方向の摩擦勾配であり、Manningの抵抗則が成立するものとすれば次式で与えられる。

$$S_x = n^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / \tilde{h}^{4/3}, \quad S_y = n^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / \tilde{h}^{4/3} \quad (4)$$

ここに、 n は Manningの粗度係数である。また、 D は透過堤体内の礫の代表径、 K は透過堤体による摩擦損失係数である。摩擦損失係数は Stephanson²⁾の実験式を用いて評価する。

$$K = \begin{cases} 800 \lambda / R_e & : R_e < 10^2 \\ 800 \lambda / R_e + K_t & : 10^2 < R_e < 10^4 \\ K_t & : R_e > 10^4 \end{cases} \quad (5)$$

ここに、 $R_e = D \sqrt{u^2 + v^2} / \nu$ (ν : 動粘性係数)、 K_t は礫の粗さによって決まる定数である。

2.2 初期条件および境界条件

初期条件は

$$\eta(x, y, 0) = 0, \quad u(x, y, 0) = 0, \quad v(x, y, 0) = 0 \quad (6)$$

沖側および側方の境界条件としては次式を採用する。

$$\tilde{h} = h + \eta_I(0, y, t) + \eta_R(0, y, t), \quad \partial(v\tilde{h}) / \partial y = 0 \quad (7)$$

とする。ここに、 $\eta_I(0, y, t)$ および $\eta_R(0, y, t)$ は入射波および反射波の水面変動量である。反射波の水面変動量は長波理論により算出する。なお、岸側の境界では移動境界条件を用いる。

3. 地形変化

3.1 漂砂量式

渡辺ら³⁾によれば波の1周期間における *net* の漂砂量は

$$q_w = A_w(u_*^2 - u_{*c}^2)u_* \quad , \quad A_w = \frac{B_w w_0}{(1 - \lambda_s)s\sqrt{sgd}}\sqrt{f} \quad (8)$$

と表せる。ここに、 λ_s は空隙率、 $s = \rho_s/\rho - 1$ (ρ_s, ρ は砂および流体の密度)、 d は砂の粒径、 B_w は正の係数、 w_0 は砂の沈降速度、 u_* は波と流れの共存場の摩擦速度、 u_{*c} は波と流れの共存場の限界摩擦速度、 f は海底摩擦係数である。

海底摩擦係数の値は、一般に軌道流速振幅や軌道径、粗度などによって変化するので、 B_w の値が一定であっても A_w の値は時空間的に変化する。しかしながら、式(8)の砕波帯内への適用性および式中の係数値 B_w の普遍性が十分に考慮されていないことから、砕波帯内外の全域に対して A_w の値は一定と仮定して解析せざるをえないであろうとされている³⁾。なお、渡辺らの漂砂量式は *net* の漂砂量を対象としたものであり、式中の係数 B_w の値は水槽実験における結果をうまく説明するような値が採用され、また、漂砂量は波の代表的な特性と関連づけられている。しかしながら、漂砂量は局所的な波や底質の条件によって決定されるものである。さらに、漂砂量の時間的な変化をもとに地形変化を予測しようとする場合には渡辺らの取扱いでは不十分であり、海底摩擦係数や水粒子速度の時間的な変化も考慮されるべきであると考え。こうしたことから、任意の時刻における漂砂量の算出にあたって以下のような取扱いをする。

(1) 波浪変形の解析対象が平面2次元の場合、式(8)中の摩擦速度および限界摩擦速度は x 方向と y 方向の合成量を用いる。

(2) 波浪の変形計算から任意の場所における任意の時刻の岸沖方向および沿岸方向流速は既知である。そこで、任意の時刻における岸沖方向および沿岸方向の漂砂量を次式で算出する。

$$q_x(t) = Q(t)u/\sqrt{u^2+v^2} \quad , \quad q_y(t) = Q(t)v/\sqrt{u^2+v^2} \quad (9)$$

$$Q(t) = A_w(V_*^2 - V_{*c}^2)V_*/g \quad (10)$$

ここに、 V_* および V_{*c} は、任意の時刻における合成摩擦速度および限界合成摩擦速度である。

3.2 漂砂の連続式

底勾配の効果を考慮した漂砂の連続式は次式で表せる。

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x}(q_x - \varepsilon |q_x| \frac{\partial z_B}{\partial x}) - \frac{\partial}{\partial y}(q_y - \varepsilon |q_y| \frac{\partial z_B}{\partial y}) \quad (11)$$

ここに、 z_B は任意の高さを基準にした局所的底面高さ、 ε は正の係数である。

3.3 初期条件および境界条件

初期条件は

$$z_B(x, y, 0) = z_r \quad (12)$$

とする。ここに、 z_r は基準面から海底までの高さである。

沖側および側方の境界条件としては次式を採用する。

$$\partial q_x / \partial x = 0 \quad , \quad \partial^2 q_y / \partial y^2 = 0 \quad (13)$$

なお、岸側の境界、すなわち、任意の時刻における最大遡上位置での漂砂量は0とする。

4. 解析方法

図1に示すような海浜を解析対象とする。離岸堤の x 方向の幅 B および y 方向の幅 W は、それぞれ10 m および 100 m, 2基の離岸堤の開口幅は25 m と 100 m を対象とする。海浜勾配は1/30とする。初期波としては波高1 m, 周期8 s の Stokes 波を与える。空間きざみ Δx および Δy は2 m, 時間きざみ Δt は0.2 s, Manningの粗度係数は $0.04 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ とする。また、空隙率は0.5, 透過堤体内の礫の代表径は0.5 mとする。

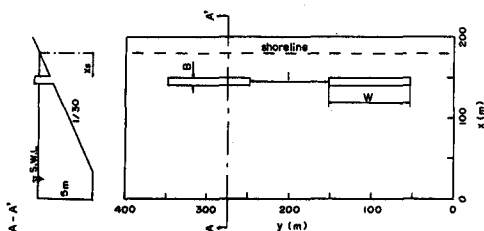


図1 海浜形状

波辺らの漂砂量式は net の漂砂量を対象としたものであり、式(8)中の係数 B_w の値として7.0を採用としている。著者らは岸向き漂砂量は net の漂砂量のほぼ30倍程度であることを得ている⁴⁾。本研究においてもその結果を援用し、式(8)中の B_w は210とする。砂の粒径は0.2 mm, 空隙率は0.5, 式(8)中の係数 ϵ は1.0として計算する。また、砂の沈降速度はRubey⁵⁾の式で算出した静止流体中の値を使う。

波浪変形の解析には特性曲線法を用いる。時間微分を前進差分で近似し、図2に示す4本の特性曲線に沿って特性方程式を差分化する。点 R, S, D, U の水位および流速は2次内挿法を用いて算出する。なお、波浪変形の解析は地形変化の解析結果を1周期毎フィードバックさせて行う。

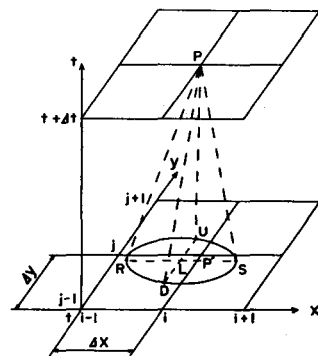


図2 差分スキーム

5. 解析結果

5.1 波高に及ぼす礫の粗さの影響

Stephansonによれば、礫の粗さによって決まる定数の値は、滑らかに磨いた大理石、やや丸みを帯びた石および角張った石の場合、それぞれ、1, 2 および 4 である。礫の粗さによって決まる定数 K_t が1, 2 および 4 の場合、堤体中央断面で沖側の境界からの距離が130 m から汀線に至るまでの波高分布を示したのが図3である。図中の▲は離岸堤の堤脚部の位置、 H_i は入射波の波高である。堤体の直前では K_t の違いにより波高に僅かな差が生ずるが、それより沖側ではほぼ同一であり波高に及ぼす K_t の影響は小さい。堤体内部から汀線にかけては K_t が大きいほど波高は小さく、その割合は K_t が2 および 4 の場合の波高は K_t が1の場合のその80 %程度および60 %程度である。現地海岸における離岸堤のほとんどが消波ブロックを用いて築造されていることを考えれば、 K_t の値としては4程度が妥当ではないかと考える。以後の結果は、 K_t を4とした場合である。

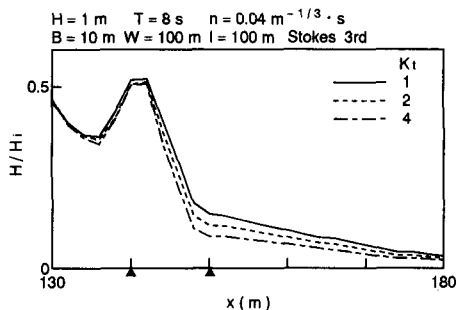


図3 波高分布に及ぼす礫の粗さの影響

5.2 波高の空間分布

図4は離岸堤の設置位置が初期汀線より30 m 沖側、開口幅が100 m の場合であり、左半分が不透過、右半分が透過の結果である。離岸堤沖側に顕著な部分重複波が生じている。部分重複波の最大波高が生じる地点間の距離は、透過および不透過の場合ともほぼ同一であり離岸堤に近いほど短い。不透過と透過の結果を比較すると、不透過の場合は透過の場合より峯が高く、谷では低い。離岸堤開口部において

は、 $H/H_i = 0.2$ の等値線は透過の場合に僅かに岸側にある。詳細にみると、不透過の場合、離岸堤の沖側の端に比較的高波高の領域が生じている。

5.3 地形変化に及ぼす開口幅の影響

不透過離岸堤間の開口幅の違いによる開口部中央断面における地形変化を波高分布とともに示したのが図5である。(a)および(b)は、それぞれ、開口幅が25 mおよび100 mであり、図中の実線は波高分布、破線は地形変化である。開口幅が狭い(a)では堤体の反射の影響を受け部分重複波が形成され、沖側の境界からの距離がほぼ60～100 mの範囲では最大波高および最小波高の位置付近で堆積および洗掘が生じている。一方、開口幅が広い(b)では(a)ほど部分重複波の形成は顕著でなく、汀線付近の侵食を除けば地形はほとんど変化していない。砂の流出防止を目的とした構造物の設計にあたっては、波や海浜の特性を十分に考慮してその設置位置を決定する必要がある。

5.4 平均流速と地形変化

図6はオイラー的な平均流速のベクトル図とともに離岸堤周辺の地形変化を示したものである。左半分の図にみられるように、離岸堤の背後では僅かではあるが汀線が前進し、また、0.1 m の等深線が沖合いに伸び、トンボロが形成される地形変化をしている。また、開口部においては汀線は僅かではあるが初期汀線より後退している。右図はオイラー的な平均流速のベクトル図であるが、左図にみられる汀線が前進している離岸堤中央断面では離岸堤に向かう0.1 m/s 程度の離岸流がみられる。開口部においては0.05 m/s 程度の弱い向岸流がある。また、離岸堤の沖側には弱い循環流がある。こうした平均流の局所的な流向・流速の違いも離岸堤背後のトンボロの形成に関与しているのではないかと考える。なお、構造物が導流堤の役目を果たし、堤脚部近傍での洗掘が助長されることも予測される訳であるが、汀線と平行に設置された構造物に波が直角に

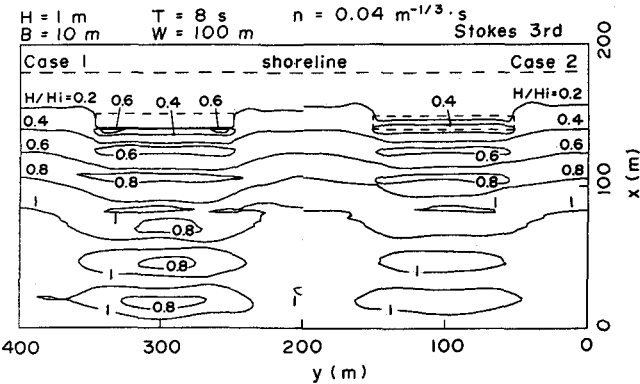
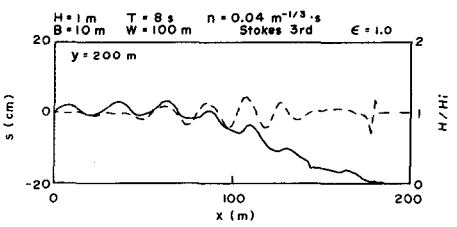
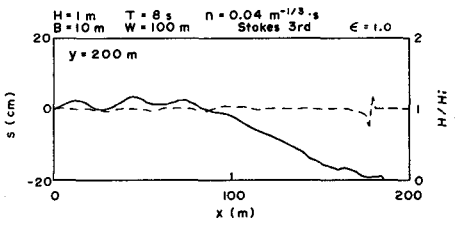


図4 波高の空間分布



(a) 開口幅 25 m



(b) 開口幅 100 m

図5 地形変化に及ぼす開口幅の影響

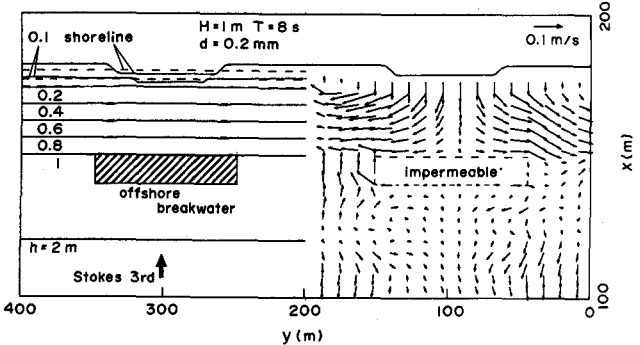


図6 離岸堤近傍の地形変化と流れ

入射する場合にはそうした危惧は小さくて済みそうである。

図7は図1に示す離岸堤中央断面における地形変化を波高分布とともに示したものである。図中の実線および破線は、それぞれ、不透過および透過の結果である。堤体の前面では部分重複波の最大波高および最小波高が生ずる位置で、それぞれ、堆積量および洗掘量が多い。汀線付近には砂が堆積し、汀線は前進している。なお、堆積量および洗掘量は不透過の場合が多い。

6. 結 論

傾斜海浜に2基の不透過あるいは透過離岸堤を築造した場合の波浪変形と海浜変形を堤体の空隙率や離岸堤の位置を変化させて数値的に解析した結果、以下のようなことが得られた。

- (1) 堤体の沖側の部分重複波の最大波高の位置で堆積量が多く、最小波高の位置では洗掘量が多い。また、部分重複波の振幅は不透過の場合が多い。
- (2) 離岸堤の背後では汀線が前進し、また、開口部においては汀線が後退してトンボロが形成され、汀線の時間的・場所的変動を考慮することによって水槽や現地海岸での地形変化を定性的に再現できた。
- (3) 離岸堤中央断面では離岸堤に向かう離岸流がみられ、開口部においては弱い向岸流があり、離岸堤の沖側には弱い循環流がある。こうした平均流の局所的な流向・流速の違いも離岸堤背後のトンボロの形成に関与しているようである。

なお、本研究は文部省科学研究費一般研究C(研究代表者：山口正隆教授)の成果の一部であることを付記する。

参考文献

- 1) Abbott, M.B., H.M.Petersen and O.Skovgaard : On the numerical modelling of short waves in shallow water, J. Hydraul. Res., Vol.16, No.3, pp.173-203, 1978.
- 2) Stephenson, D. : Rockfill in Hydraulic Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, 215p., 1979.
- 3) 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉 : 構造物設置に伴う三次元海浜変形の予測モデル, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.401-410, 1984.
- 4) 伊福 誠・金澤 剛・弓山 泰 : 特性曲線法を用いた二次元波浪変形と海浜変形, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.376-380, 1991.
- 5) Rubey, W. W. : Settling velocities of gravel, sand, and silt particles, American Journal of Science Ser.5, Vol.25, No.148, pp.325-338, 1933.

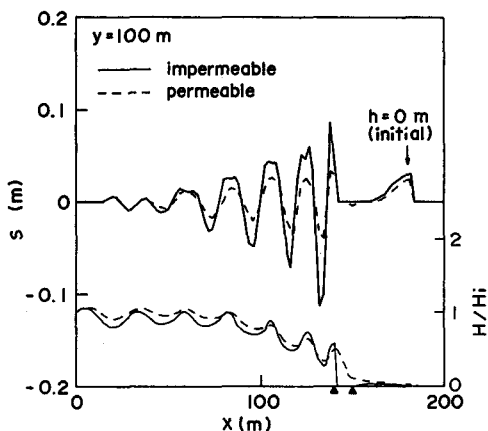


図7 波高分布と地形変化