

潜堤周辺の海浜流・海浜変形数値計算法の検討

佐々木幹夫*・首藤 啓**・竹下 彰**

1. ま え が き

従来、海浜を保全する構造物としては、離岸堤、突堤が主で、水表面に露出し海浜の維持に主眼が置かれていた。しかし、近年、水際における開発がクローズアップされ、そこではレクリエーション施設の充実などの要望が増え、その内容は高度化し言わば従来の量的なものから質的な向上へ推移してきていると考えられる。海水浴場の整備事業も単に砂浜を確保することにとどまらず、優れた景観や清浄な水質に対する要求が多くなってきた。

このような背景から、沿岸域の水域環境としての海浜保全と水質浄化及び景観に対して同時に満足できる構造物として潜堤を取りあげ、その場合の海浜流と海浜変形を予測する数値モデルの検討を行った。

潜堤を用いると天端面で波の碎波が起り、強い向岸流を生じ、図-1に示すような循環流を形成する。海浜変形を予測する際、波の場と流れの場の計算が必要であるが、潜堤特有の天端面での碎波減衰と強い海浜流の発生に関しては、十分な知見がなく、既存の方法では適用できないと考えられる。

そこで、本研究は既存の予測手法を用いた場合の問題点を水理実験結果と比較することにより明らかにし、波

と海浜流のモデルに修正を加えた。その結果は、漂砂量の算出に用い、漂砂の連続式より地形変動の計算を行った。さらに、移動床実験結果と比較することによって、その適用性を明らかにした。

2. 数値計算の手順と基本式

(1) 数値シミュレーションの体系

数値モデルは、波の変形、海浜流及び漂砂量と地形変化の3つのサブモデルにより構成される。各サブモデルは、相互に関連しており、予備的な実験と比較検討しながら順次進めていった。

図-2は、各サブモデルの関係と用いた基本式及びモデル化の手順を示したものである。

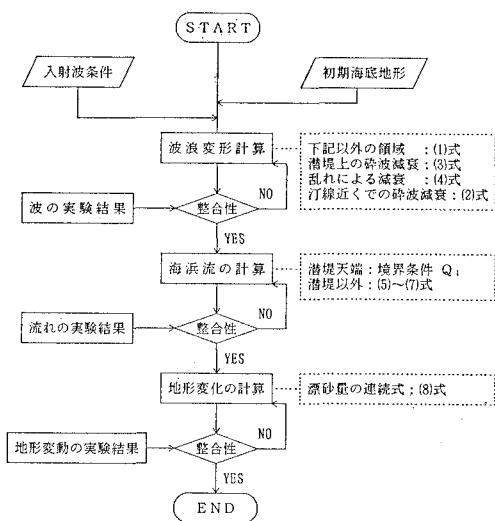


図-2 モデル化の流れ

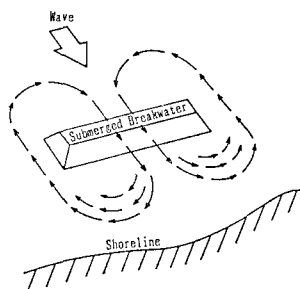


図-1 潜堤による海浜流の発生

* 正会員 工博 八戸工業大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 (株)東京久栄 環境技術部
工修 (株)東京久栄 環境技術部

(2) 波浪変形モデル

潜堤及び離岸堤を含む海域の波浪場は、波の屈折、回折及び反射変形を含み、これらの変形過程を考慮した計算方法を用いる必要がある。波の場の計算方法として非定常緩勾配方程式(渡辺・丸山, 1984)が用いられ、推定精度は高いと考えられるが、計算容量、範囲などの制

約がある。

そこで、本研究では、実用的な方法であり対象域の波の変形を考慮できると考えられる平口・丸山 (1986) による拡張した放物型方程式を用いることにした。それによると、基本式は次式となる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = \left\{ i \left(K_x + \frac{K_y^2}{2K_x} \right) - \frac{1}{2K_x C C_g} \frac{\partial}{\partial x} (K_x C C_g) \right\} \eta + \frac{i}{2K_x C C_g} \frac{\partial}{\partial y} \left(C C_g \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) - f_D \eta \quad \dots (1)$$

ここに、 η は水面変位、 C は波速、 C_g は群速度、 K_x 及び K_y はそれぞれ x , y 方向の波数、 f_D は碎波減衰係数であり、次式で表される。

$$f_D = \begin{cases} 0 & (\text{碎波帯外}) \\ \frac{\alpha_D S_D}{2h} \sqrt{\frac{a}{\gamma h} - 1} & (\text{碎波帯内}) \end{cases} \quad \dots (2)$$

ここに、 S_D は碎波帯近傍沖側の平均海底勾配、 h は水深、 a は水面変位の振幅、 γ 及び α_D は係数である。

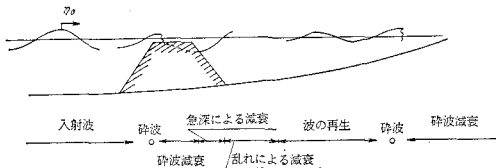


図-3 波の変形過程

本研究で取り扱っている潜堤の天端面では bore 状の碎波が生じ、また天端面が空气中に露出するので (1) 式の適用は不可能である。図-3 は、波の変形過程を模式的に示したもので、潜堤天端上での碎波後、水深の急深により波高の減衰が見られる。また、碎波で発生した強い乱れは、しばらくの間は消滅せずに内部に連行された気泡が波面部へ移動する範囲まで続く。さらに進むと、浅水により波が再生され始め、汀線近傍に到達したときには再度碎波が生じ、減衰する経過をたどる。

これらの現象は、潜堤形状と密接に関係し、潜堤天端水深が浅いほど、天端幅が広いほど波高減衰が大きい。

波の場の計算に当っては、図-3 の現象を再現する必要があるが、既存の方法では、潜堤形状の違いによる波高減衰及び乱れに伴う減衰を考慮することはできない。そこで、本研究ではそれらの現象を実験結果に基づき算定することにした。

潜堤天端での波高減衰は、減衰係数として次式のように与えた。

$$H_2/H_1 = C_1 \quad \dots (3)$$

ここに、 H_1 , H_2 はそれぞれ潜堤直前と直後における波高 H を示し、 $H = 2|a|$ である。

また、乱れによる減衰は、(2) 式を準用して、波の

再生係数を γ_b として与えた。なお、 γ_b は 0.1 とした。

$$f_D = \frac{\alpha_D S_D}{2h} \sqrt{\frac{a}{\gamma_b h} - 1} \quad \dots (4)$$

(3) 海浜流モデル

海浜流の計算は、一般に流速分布が鉛直方向に一樣と考え、ラジエーション・ストレスを外力として、連続の式及び運動方程式を連立させて解く方法が用いられている。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + F_x - M_x + R_x + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad \dots (5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + F_y - M_y + R_y + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0 \quad \dots (6)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial u(h+\zeta)}{\partial x} + \frac{\partial v(h+\zeta)}{\partial y} = 0 \quad \dots (7)$$

ここに、 u , v は海浜流の x , y 方向成分、 F_x , F_y は底面摩擦項、 M_x , M_y は水平混合項、 ζ は平均水位、 R_x , R_y はラジエーション・ストレス項である。

潜堤上では碎波するため、ラジエーション・ストレスによる流れの他に、碎波に伴う流れが発生し、強い向岸流となる。潜堤天端では、(5)~(7) の適用だけでは不十分で、潜堤形状の違いによる越流量を評価しなければならない。

この流れは、主に地形的な要因と入射波の条件に起因すると考えられるが、現状では定式化に至っていない。そこで、本研究では、潜堤上で越流量 Q_i を与え、所要の条件を満足させる方法を用いた。

なお、潜堤天端を除いた領域は、(5)~(7) 式を用い計算を行った。

(4) 地形変化モデル

波、流れ共存場での漂砂量に対して、渡辺ら (1984) は、海浜流と波による漂砂量をそれぞれ算定し、両者を線型に加算して総和を求めている。

海底地形の変化は、漂砂量に対する質量保存の関係を基本とし、計算上、拡散型方程式特有の地形の安定化、平滑化作用を表現する次式を用いた。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(q_x + |q_x| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(q_y + |q_y| \varepsilon_s \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad \dots (8)$$

ここに、 ε_s は地形変化の安定性を表す無次元パラメータ、 q_x , q_y は各方向の局所的漂砂フラックスである。

3. 実験装置及び実験条件

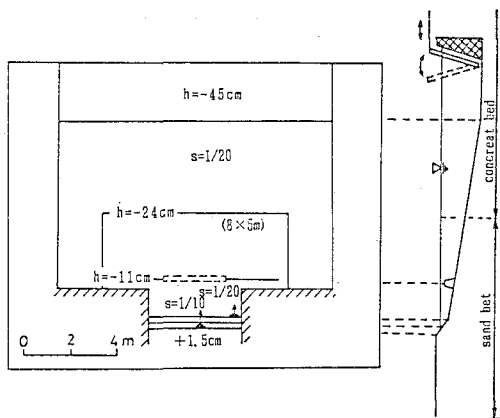
予備的な実験は、各数値モデルの適用性を検討するために移動床を用いて行った。

実験は、幅 26 m、奥行 16 m の平面水槽内に 8×5 m の範囲を移動床として行った。対象地形は、図-4 に示

したように、掘込んだ地形の奥部に自然海岸が存在し、沖合に潜堤及び離岸堤が設置してある。海底勾配は、前浜に相当する範囲を $1/10$ とし、それより沖側は $1/20$ の一定勾配とした。

波は沖合構造物に直交して入射する場合を考え、周期 1 秒の波が水深 24 cm の地点で波高が $H_0' = 4$ cm になるように設定した。

沖合構造物は、2 通り（ケース 1：潜堤＋離岸堤、ケース 2：潜堤のみ）とし、潜堤天端水深 1 cm、天端幅 $b = 13.3$ cm、相対天端幅 $b/L_0 = 0.0853$ 、 L_0 は沖波波長であり、潜堤の長さ $l = 133$ cm 及び 267 cm である。



図—4 実験装置と対象地形

4. 計算結果

(1) 計算条件

計算対象範囲は、ほぼ移動床部分に相当する沿岸方向 6.6 m、沖合方向 4.7 m で、格子間隔を 0.1 m とした。

表—1 は、実験より潜堤の直前と直後で測定した結果から、(3)式の定義に従って算定した波高減衰係数 C_1 と潜堤を越流する無次元単位幅流量を示したものである。潜堤周辺では非常に乱れており、波高減衰は 3～5 測線の平均値であり流量は開口部から流出する流速値から算定したものであり、これらの結果は、波と海浜流の計算に用いた。

表—1 波高減衰係数 C_1 と無次元単位幅流量

CASE	C_1	$Q_t / \ell / \sqrt{gH_0^3}$
1	0.726	0.294
2	0.572	0.182

また、乱れによる減衰が生じる範囲は、実験値により潜堤中心線から岸方向に 0.5 m までとした。

海浜流の計算は ADI 法を用い、時間間隔を 0.1 秒と

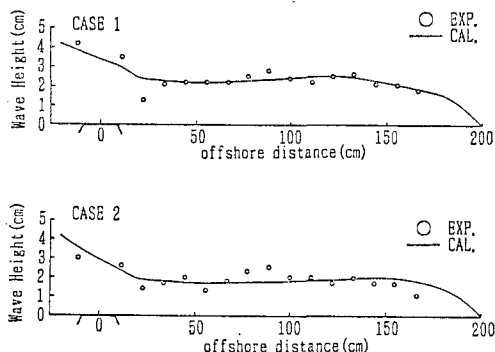
して、定常に達するまで行った。

基本式中の諸係数は、 $\gamma = 0.25$, $\gamma_0 = 0.1$, $\varepsilon_s = 0.5$ ($\alpha_D = 2.5$, $A_c = 0.1$, $A_w = 0.05$, $u_{*c} = 0.03$ m/s) である。

(2) 実験結果との比較

a) 波の場の比較

波の変形過程と計算に用いた方法の妥当性を検討するために、図—5 に潜堤中心線で岸沖方向の波高変化を示した。潜堤背後では、波の変化が大きく測定誤差が生じていることもあり、実験値にバラツキがあるものの、計算値はほぼ再現されていることがわかる。



図—5 波高変化の計算結果

b) 流れの場の比較

図—6 は実験結果、図—7 は計算結果をそれぞれケース 1 について示したものである。ここに、図—7(a) は、本モデルにおける越流量 Q_t の潜堤天端面の境界条件を考慮せず、ラジエーション・ストレスのみで流れを生成した結果であり、(b) は逆にラジエーション・ストレスの項を 0 にして越流量 Q_t のみの結果であり、(c) は本モデルによる結果を示したものである。

これらの図を比較すると、実験結果に対し (a) と (c) は、潜堤上から流入し両開口部から流出するパターンと掘込んだ地形の隅部において、左側では反時計回り、右側では時計回りの渦が形成される傾向は一致し、その大きさもほぼ等しい。しかし、図—8 及び表—2 からわかるように、開口部の流速は (a) の場合、実験値から大きく下回り、所要の越流量を満足していないことがわかる。本研究の波の減衰係数 C_1 と波による流れの生成過程の妥当性を検討するために、 C_1 を $\pm 20\%$ 変えた場合の計算を行ったが、全流出量は $\pm 5\%$ 程度しか変化せず、 C_1 が流れの生成に与える影響は小さいことを確認した。対象とした潜堤形状は、前述のように波谷通過時に空气中に露出する天端高であり、このような場における波の運動の基礎式は、まだ確立されていない。 C_1 は、潜堤背後のラジエーション・ストレスの分布に影響を与えるパラメータであり、潜堤背後のラジエーション・

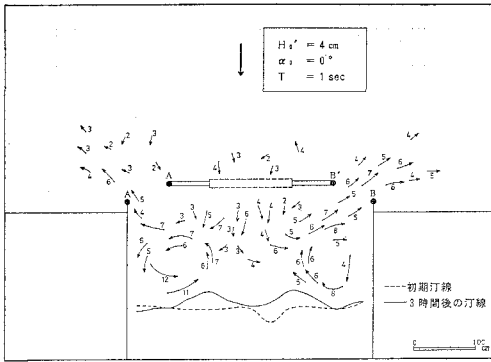


図-6 流れの実験結果(ケース 1)
(実験開始後 160~170 分後に測定)

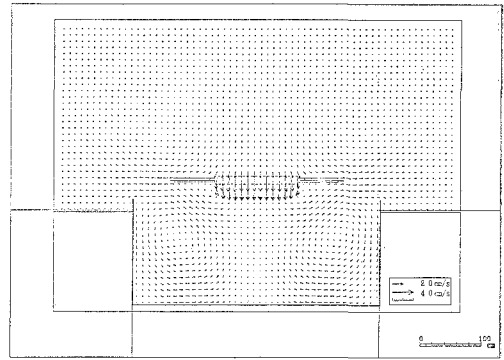


図-7(a) 流れの計算結果(ケース 1)
(ラグランジアン・ストレスのみの方法)

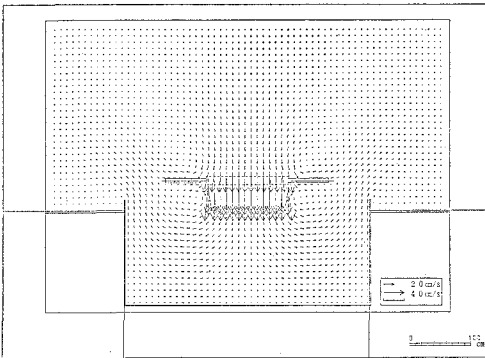


図-7(b) 流れの計算結果(ケース 1)
(潜堤上で越流量のみを与えた方法)

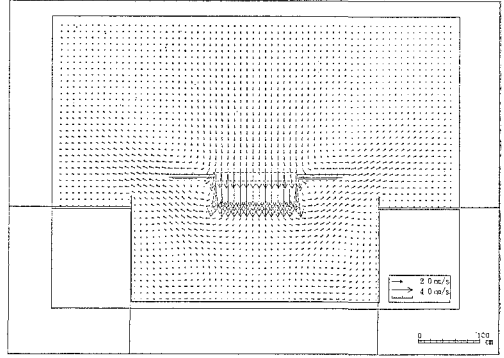


図-7(c) 流れの計算結果(ケース 1)
(本モデルによる方法)

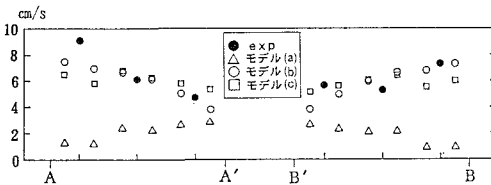


図-8 開口部における流速(ケース 1)

ストレスを正確に見積もっても、それだけでは潜堤によって発生する循環流の強さを十分に評価できるものではないと考えられる。

一方 (b) の場合には堤内における 1 対の渦による循環する流況がなく、汀線近くの現象は合致していない。

以上より、実験結果との整合性は、本モデルが流況パターン及び越流量双方において勝っていると考えられる。

また、図-9 及び 図-10 は、ケース 2 (潜堤のみの場合)の実験と計算の比較である。潜堤のみの構造物は、堤内へ流入する流れの範囲が長くなるため、越流量はケース 1 よりも大きくなり、堤内の隅部で形成される左右の

表-2 開口部における流出量

Case	Experiment (m^3/s)	Simulation (m^3/s)		
		(a)	(b)	(c)
1	9.8×10^{-3}	2.7×10^{-3}	8.4×10^{-3}	8.2×10^{-3}
2	12.2×10^{-3}	5.8×10^{-3}	11.5×10^{-3}	12.3×10^{-3}

渦が相対的に小さくなる傾向である。このケースでも、ほぼ実験結果と合致する計算結果が得られ、本モデルの妥当性が確かめられた。

c) 地形変化の比較

図-11 は、ケース 1 の実験結果であり、波を 3 時間作用させた場合の海底地形変化を示したものである。地形変化は、汀線及び側壁近くで大きく、潜堤を中心に弧状に汀線が前進し堆積され、側壁沿いでは侵食されている。これは、主に海浜流による漂砂フラックスが支配的で堤内循環流により地形変化をもたらし、その結果さらに循環流が明瞭になるといった相乗的な傾向が現れている。

また、図-12 は、ケース 1 の計算結果であり、前述

