

運輸省港灣技術研究所

港灣技術研究所 報告

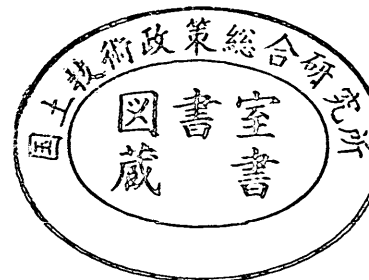
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 18

NO. 4

DEC. 1979

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第18巻 第4号 (Vol. 18, No. 4), 1979年12月 (Dec. 1979)

目 次 (CONTENTS)

1. 干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法
.....加藤一正・田中則男・灘岡和夫..... 3
(Tidal Simulation on Tidal Marsh and Numerical Forecasting of Its Topographic DeformationKazumasa KATOH, Norio TANAKA and Kazuo NADAOKA)
2. 護岸のある海浜の変形数値計算.....小笹博昭・Alan H. Brampton..... 77
(Models for Predicting the Shoreline Evolution of Beaches backed by Seawalls
..... Hiroaki OZASA and Alan H. Brampton)
3. 走びょう中のいかりの挙動と走びょう抵抗力特性
.....清宮理・藤沢孝夫・輪湖建雄..... 105
(The Behavior of Dragged Anchors and Dragging Power Characteristics
..... Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA and Tatsuo WAKO)

2. 護岸のある海浜のてい線変化数値計算

小 笹 博 昭*・Alan H. Brampton**

要 旨

本報告においては、砂浜背後に護岸がある場合における海浜変形の数値計算モデルを提案している。従来の(汀)線変化の数値計算法では、砂浜の幅が十分に広い場合を仮定しており、日本各地で見られるような浜幅の狭い、背後に護岸が存在する海岸に対してそれらの計算法を適用することは、原理的にできない。本モデルはそのような場合についても海浜変形の数値計算が可能ないように開発されたものであり、従来のてい線変化数値計算法の適用範囲を拡張している。

本モデル中では、海浜変形の過程は二つの段階に分けられる。第1段階は、浜幅が十分に広く、護岸の存在が海浜変形に影響を及ぼさない場合である。護岸前面には水平なバームが存在する。第2段階は、てい線が後退し、水平なバームがなくなった場合である。護岸の存在は海浜変形に影響を及ぼす。沿岸漂砂量は第1段階にくらべて少なくなる。第2段階は、砂浜頂部の高さが平均水面に一致した時に終り、この場合沿岸漂砂量はゼロとなり、海岸は静的平衡の状態となる。

本報告では、沿岸方向における波高変化が沿岸漂砂量に及ぼす効果を考慮した、新しい沿岸漂砂量公式を提案している。Bakker が導いた、沿岸方向に波高変化がある場合の沿岸流速を示す式と、Komar 及び Inman が示した沿岸漂砂量公式とを用いることによって、新しい沿岸漂砂量公式を導いている。

本報告中のモデルに対する偏微分方程式は、差分法によって解くことができる。報告中に数値計算法を示している。

本モデルの応用として、徳島空港の海上埋立延長に関する漂砂模型実験において得られたてい線と、同模型実験の条件を本モデルに入れて数値計算することによって得られたてい線とを比較した。一般に良い一致が得られたが、構造物を設置したことによって発生する岸・沖方向漂砂量と、波の屈折のパターンの変化を適切に評価することが必要である。

本報告を少し短くしたものが英国国立水理研究所の報告²¹⁾として発表されている。本報告ではそこで発表されたものに加えて、海浜変形モデルの今後の課題、使用された沿岸漂砂量式 (Scripps Equation) の特性、数値計算のタイムステップなどの諸点が記述されている。

* 海洋水理部 海水汚染水理研究室長

** 英国国立水理研究所

Models for Predicting the Shoreline Evolution of Beaches Backed by Seawalls*

Hiroaki OZASA**

Alan H. BRAMPTON***

Synopsis

The report proposes a mathematical model for predicting the evolution of a beach backed by a sea wall. The model is in two stages. In the first, the beach in front of the sea wall has a berm and is sufficiently wide that the sea wall does not influence the alongshore sediment transport. If the beach erodes so that the berm disappears, then the second stage is entered. The sea wall causes a reduction in the alongshore transport rate, and if the beach continues to retreat, this rate will become almost zero. At such a time, the beach profile will reach a state of equilibrium and the second stage ends.

An alongshore sediment transport rate formula including the effect of varying breaker height along the beach has been derived using the work of both Bakker (1971) and Komar and Inman (1970).

The mathematical model was used to predict beach changes observed in a physical model, and in general, good agreement was obtained. In a situation where a major land reclamation was proposed, the importance of correctly estimating both the onshore-offshore sediment movement and the resulting changes in the wave refraction pattern was demonstrated.

* A slightly shortened version of the present report has been published as the Report No. IT 191 of the Hydraulics Research Station, Wallingford, Oxon, U.K., in July 1979.

** Chief of the Marine Diffusion Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

*** Senior Scientific Officer, Hydraulics Research Station, U.K.

目 次

1. 緒 論	81
2. 海浜変形モデル	82
2.1 海浜変形モデルの理論	82
2.2 岸・沖方向漂砂輸送の効果	85
3. 海浜変形モデルの数値計算	85
4. 沿岸漂砂量公式——てい線方向に波高が変化する場合——	87
4.1 Bakker による沿岸流速算定式	87
4.2 平均沿岸流速	89
4.3 沿岸漂砂量公式の誘導	89
5. 海浜変形モデルの応用例	90
5.1 徳島空港海上埋立延長に関する漂砂模型実験の概要	90
5.2 埋立地がない場合の海浜変形計算——ケース 1——	91
5.3 今切港と埋立地との間の海浜変形計算——ケース 2——	93
5.4 粟津港と埋立地との間の海浜変形計算——ケース 2——	95
5.5 海浜変形モデルの今後の課題	99
6. 結 論	101
謝 辞	101
参 考 文 献	101
記号一覧表	102
附録 A. Scripps Equation について	103
B. 数値計算のタイムステップについて	103
C. $\tan \beta/f = \text{一定}$ に関する Komar の計算	104

1. 緒 論

海岸に防波堤や突堤、離岸堤等種々の構造物を造ると、構造物周辺の地形はさまざまに変化する。また、河川にダムを造ると、河口部周辺の海岸は多くの場合侵食をうける。このようにしてひきおこされる海岸地形の変化を、定量的に事前に予測できるような技術を開発し、海岸環境の点からみて望ましい計画を策定できるようにしていくことが、近年強く要望されている。

海岸地形の変化を予測する手法としては、移動床模型実験によるものと、数値計算によるものがある。しかし移動床模型実験には、模型と原型との間の相似律が確立していないという大きな問題点があるため、各々の実験ごとに試行錯誤に頼っている現状である。一方水理学における最近の大きな傾向は数値計算への傾斜であり、これを反映して海浜変形についても数値計算による予測手法が鋭意研究されている。数値計算手法としては、海浜断面が常に一定こう(勾)配をもつと仮定し、てい線の前進後退を計算する方式と、海岸をいくつかのメッシュに区分し、各メッシュにおける漂砂量式と漂砂の連続式とを組み合わせることに、各メッシュにおける地形変化量を計算する方式とがある。しかし、後者は多くの未解決な問題を含み、いまだ研究段階にある。一方、前者はフランス、オランダ、イギリスにおいて開発が進められ、現在では種々の工事に伴う海浜変形を評価する技術として定着している。

前者の方式による海浜変形の数値計算に関する研究は、1956年のPelnaud-Considère¹⁾による論文から始まる。彼のモデルは海浜断面を一定こう配と考え、海岸が常にそのこう配を保って変化すると仮定する。この場合、海浜変形は一本の等深線(通常はてい線)の変化によって代表される。彼によって始められた理論はone line theoryと呼ばれる。モデルの中では、沿岸漂砂量の場所的な変化に基づく漂砂量の増減とその結果として起ってくる海浜断面の変化量とを等置することにより砂の連続式を作る。これに波降線がてい線および基線となす関係式、沿岸漂砂量式を加えて、それらに対する解析解を求めている。

Pelnaud-Considèreのアイデアは、その後多くの研究者によって改良されていった。1972年Price, TomlinsonおよびWillis²⁾は沿岸漂砂量をKomarおよびInman³⁾によって提唱されたいわゆるScripps Equationで表現

し、またone line theoryの数値計算法を示した。これらの継続した研究を通じて、one line theoryは海岸断面内におこっている地形変化、および岸・沖方向漂砂による寄与を無視するという大幅な簡略化にもかかわらず、長期間にわたるてい線変化を予測するには、きわめて有効な理論であることが明らかになってきた。

一方、てい線と直角方向、すなわち岸・沖方向に動かされる漂砂の海浜変形に及ぼす寄与が大きいような状況では、より詳細な理論が必要になってくる。1968年、Bakker⁴⁾は海浜が必ずしも平行でない二本の等深線によって代表されるという、より詳細なモデルを発表した。このいわゆるtwo line theoryには、岸・沖方向に動かされる漂砂による寄与をとりいれることができるという利点、および全海浜断面を一定こう配と仮定する必要がないという利点がある。しかし、一方ではこの岸・沖方向漂砂量を定量的に評価するのが非常に難しいという利用上にあたっての難点を有している。このため、two line theoryは広く多方面で使われてきたとはいえない。最近、Le MehauteとSoldate⁵⁾によって、one line theoryおよびtwo line theoryに関する理論の構成およびその発展についてのすぐれた解説も発表されている。

さて、one line theoryおよびtwo line theoryの理論の誘導にあたって海浜幅が十分に広いということが仮定されている。このため日本各地でみられるような浜幅の狭い、背後に海岸堤防、護岸をひかえたような海浜で、そ上してきた波が護岸に達し、侵食が進んだ場合には、護岸が倒れないかぎり護岸の所で侵食の進行がとまるというような場合には、原理的に従来のone line theoryおよびtwo line theoryを適用することはできない。したがって、そのような環境に適用できるような新たなモデルを作ることが必要となってくる。本報告ではPrice, Tomlinson, およびWillisによるモデルを基にして、砂浜背後に護岸があり、護岸前面の砂浜が侵食を受け、究極的には護岸前面に砂浜がみえなくなるという状況にも適用できるモデルを提案している。

離岸堤背後や、防波堤近傍といった構造物周辺で、てい線方向に波高の差があるような状況においては、構造物の周辺に海浜流、循環流などが発生する。このような場においては従来の沿岸方向に波高が一定という条件のもとで導かれた沿岸漂砂量式を用いることはできず、何らかの方法で、場所的な波高の変化という要素を評価し、沿岸漂砂量式中にとり入れてやる必要がある。本報

告では Komor および Inman⁹⁾ による Scripps Equation を拡張し、沿岸方向の波高変化項を式中に組みこんで、新たな沿岸漂砂量式を提案している。

本報告では、2. で海浜変形モデルの理論、3. では 2. で得られた偏微分方程式の数値解法を示し、4. で新たな沿岸漂砂量公式の誘導、5. では海浜変形モデルを 1977 年に港湾技術研究所で行なった徳島空港海上埋立に関する漂砂移動床模型実験に適用した結果を示している。

2. 海浜変形モデル

2.1 海浜変形モデルの理論

モデル構成の第一歩として、まず (x, y) 直交座標系を定義する。 x 軸はほぼてい線に平行になるようにとる。海岸線が曲りくねっている場合には、一連の海岸をいくつかに分けて、各区分ごとに海浜変形モデルを適用することが必要となってくる。

海岸は一本の線（てい線と考えてよい） $y(x, T)$ で代表させる。ここに T は経過時間を示す。また、波のその上限界又は海岸にあるバーム頂と、沖において海浜断面の変化が有意である限界の地点との間の断面は、 x 座標のいかんにかかわらず一定こう配 $\tan \beta$ であると仮定する。この場合 $y(x, T)$ をどの高さで定義するのかわかり、たとえば平均水面 (Mean Sea Level, M.S.L.) と海浜断面との交点ととるか、さく望平均干潮面 (L.W.L.) と海浜断面との交点ととるのかわかりという点は不明な点が多い。しかし、一応ここでは $y(x, T)$ を M.S.L. と海浜断面との交点としておく。また M.S.L. を標高ゼロの基準として水深も測定した。海浜断面の変化が有意である限界の地点の水深は、 D で示され、 D はある特定の海岸では一定とする。その上限界またはバーム頂の高さ（この高さも M.S.L. を基準としたものである）は BH で示す。

海浜変形は、二つの段階に分けて考える。第 1 段階は図-1 に示すように護岸の前に一定高さの水平なバームが存在し、浜幅が十分に広いと仮定される場合であり、護岸の存在は、沿岸漂砂の移動に何ら影響を与えない。すなわち、この第 1 段階は (1) 式の条件が満足される時である。

$$y \geq y_w + \frac{BH}{\tan \beta} \quad (1)$$

ここに y_w は基線から護岸までの距離である。海浜が侵食されてこの条件が満足されなくなると、別の取り扱いが必要であり、これを第 2 段階と呼ぶ。

まず第 1 段階における漂砂の連続式を考えてみる。図-1 の上図を参照すると、 δx 離れた二つの断面間において、微小時間 δT 間に堆積する沿岸漂砂の量又は二つの断面間から失なわれていく沿岸漂砂の量は次式で表わされる。

$$\delta V = \delta T \left\{ Q - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \delta x \right) \right\} \quad (2)$$

ここに Q は容積表示の沿岸漂砂量である。今、海岸が侵食又は堆積といった作用を受ける際に一定こう配 $\tan \beta$ を保って変化すると仮定するならば、 δx 離れた二つの断面間での容積変化は次式で表わされる（図-1 参照）。

$$\begin{aligned} \delta V &= \{ ABCD \text{ の面積} \} \cdot \delta x \\ &= (D + BH) \delta x \cdot \delta y \end{aligned} \quad (3)$$

ここに δy は海浜の前進又は後退量である。(2) 式と (3) 式を等置して、 $\delta x, \delta T$ が無限小という極限をとると、次式で示される沿岸漂砂の連続式が得られる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (D + BH) \frac{\partial y}{\partial T} = 0 \quad (4)$$

上式において $D + BH$ は、変化をうける海浜断面の高さにあたっている。

(4) 式を解くには沿岸漂砂量 Q を与える必要がある。通常の状態では、沿岸漂砂は斜め方向から入射してくる波のエネルギーによって輸送されると考えられ、種々の沿岸漂砂量公式が提案されている。しかし、たとえば沖に離岸堤や防波堤などがある場合には、その背後海岸では沿岸方向に波高が一定でなく、そのために波高の高い所から低い所へ向う流れが起り、この流れによっても沿岸漂砂の輸送が起ってくる。本報告では沿岸方向に波高が一定でないことによる寄与をとり入れた次式で示される沿岸漂砂量式を用いている。なお式の誘導については 4. を参照すること。

$$Q = \frac{0.385(Ec_g)b}{\gamma_s} \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{\partial H_b}{\partial x} \cot \beta \cos \alpha_b \right) \quad (5)$$

ここで、

Q : 単位時間当りの容積表示した沿岸漂砂量、

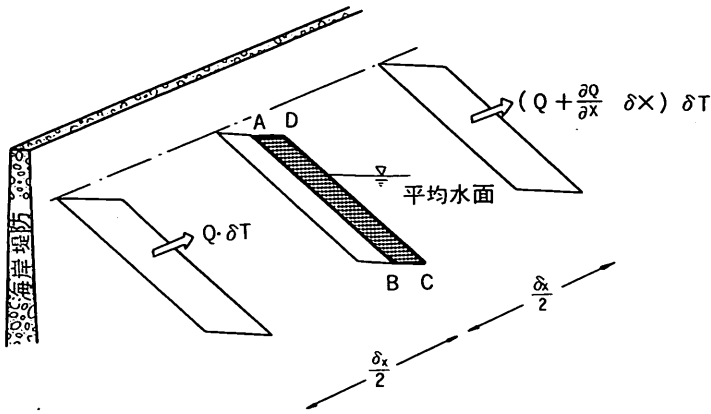
E : $\frac{1}{8} \rho g H^2$ で示される波の単位面積当りエネルギー、

H : 波高、

g : 重力加速度、

c_g : 波の群速度、

護岸のある海浜のてい線変化数値計算



α : 波峰線とてい線とのなす角,
 ρ : 水の密度,
 γ_s : 単位体積当りの砂の水中重量

添字 b は、砕波帯における量であることを示す。(5) 式は、沿岸方向の波高が一定である場合 (すなわち $\partial H_b / \partial x$ が 0 である場合) には、Scripps Equation と同一になる。なお、Scripps Equation の詳細は附録 A に解説されている。

図-2 は波峰線、てい線、基線がなす角度の関係を示す。今、砕波の波峰線と、基線およびてい線とがなす角を α_x, α_b とすると、次の関係が成立する。

$$\alpha_b = \alpha_x - \tan^{-1} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (6)$$

α_x はもちろん x の関数であるが、また時間とともに砂浜が前進、後退する時には波の屈折状況も変化する D と考えられることから、時間 T の関数でもある。しかし、海浜変形計算において非常な長期間にわたる海浜変形の変化予測をするのでなければ、 α_x が時間的には一定であり、 x だけの関数であると考えてもさしつかえない。

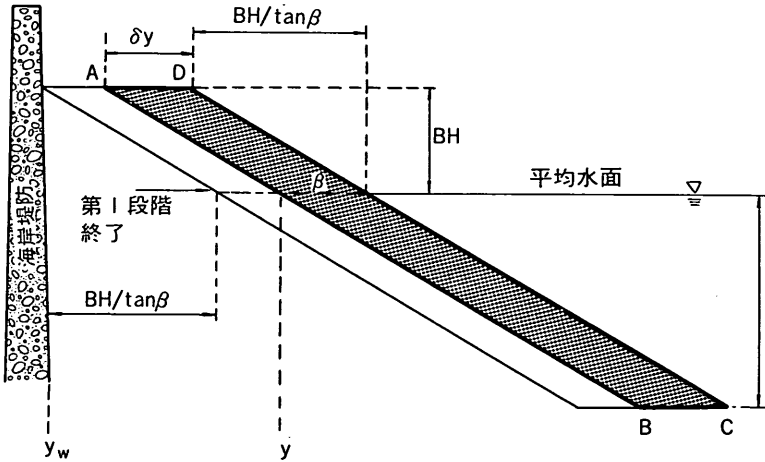


図-1 海浜変形モデル (第1段階)

第1段階における海浜変形計算は、以上の (4), (5), (6) 式を連立して差分法で解くことになる。(3. 参照)

次に護岸の前にある海浜の幅が狭くて、沿岸漂砂の輸送が護岸の影響を受ける場合 (第2段階) を考えてみる。図-3 を参照すると、この段階は海浜断面が \overline{AD} の状態にある時に始まり、 \overline{BC} の状態になった時に終ると考えられる。護岸の前から水平なバームが消失するのは護岸が海浜変形に影響を及ぼし始めた証拠であろう。また図-4 には護岸前面の海岸が平衡状態になったとみなされる場合の断面と、図-3 における \overline{BC} とが示されている。このような状態での沿岸漂砂量は無視できる程度であろう。この時平均水面上のバームは完全に消失している。第2段階ではてい線の位置 y は次式で表わされ

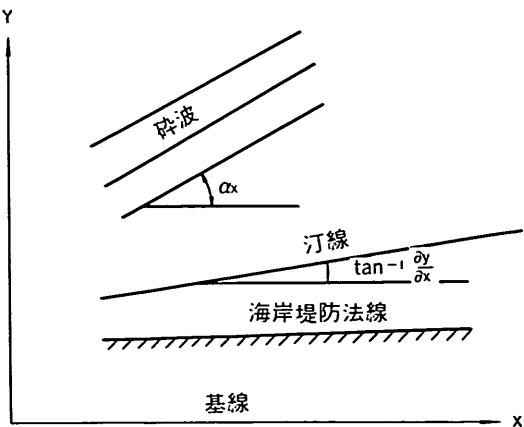


図-2 波峰線、てい線、基線の関係

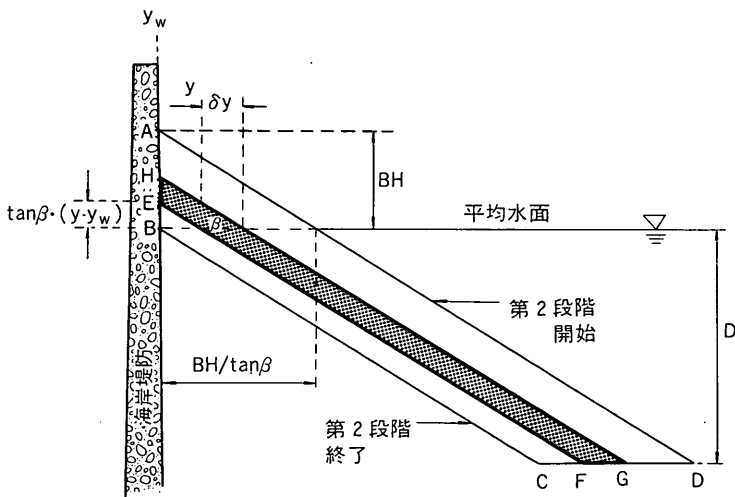
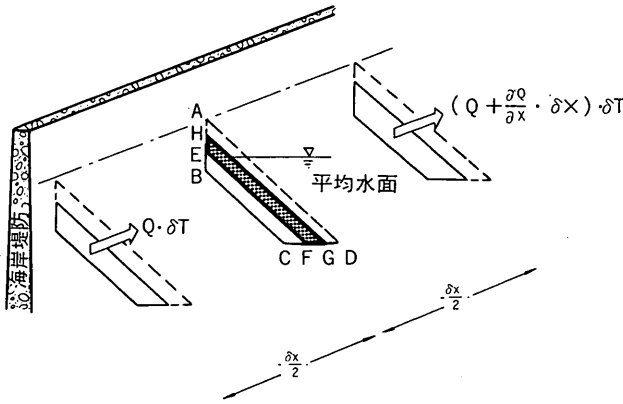


図-3 海浜変形モデル (第2段階)

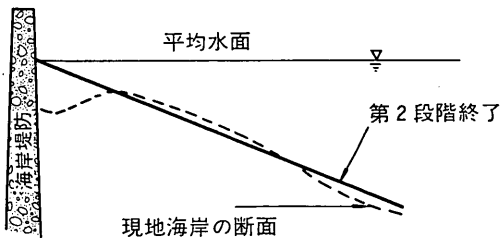


図-4 第2段階の終り (静的平衡)

る範囲にある。

$$y_w \leq y < y_w + \frac{BH}{\tan \beta} \quad (7)$$

ここに BH は第1段階において用いられたのと同様に、

波のその上限界又はバームの高さである。この場合に砂の連続式を考えてみると、(2)式は変更の必要がなく、このままで成立する。しかし、(3)式従って(4)式は図-3に示されるような状況に適応するように変更する必要がある。また(5)式についても、沿岸漂砂量が護岸の影響を受けてどのように変化するかを定式化する必要がある。

護岸前面における海浜変形の状況は経験に基づき、次のようにモデル化した。今考えている第2段階は、護岸前面にある一定の高さの水平なバームが消失した時に始まる。護岸前面での侵食は海浜こう配を一定 $\tan \beta$ に保って進行する。海岸断面が \overline{BC} に達した時静的平衡(護岸前面での沿岸漂砂量がゼロとなる)の状態となり、海岸断面がそれ以上侵食をうけることはない。

第2段階について、まず沿岸方向の漂砂の連続式を導いてみる。(3)式は次式右辺のように変更され、微小区間内における微小時間中の沿岸漂砂の連続式として次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left\{ Q - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \delta x \right) \right\} \delta T \\ & \quad \equiv \{ (EFGH \text{ の面積}) \cdot \delta x \\ & \quad \equiv \{ D + \tan \beta \cdot (y - y_w) \} \delta x \cdot \delta y \end{aligned} \quad (8)$$

上式の極限をとることにより、沿岸漂砂の連続式として次式が得られる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (D+B) \frac{\partial y}{\partial T} = 0 \quad (9)$$

ここに $B = \tan \beta \cdot (y - y_w)$ である。 B は平均水面上の海浜の高さ(図-3の \overline{EB})にあたっている。

次の問題は護岸の影響を受けた場合の沿岸漂砂量をどのように定式化するかである。ここでは次のように二つのモデルを考えた。第1段階における沿岸漂砂量を Q_1 (5)式)、第2段階における沿岸漂砂量を Q_2 で示す。

護岸のある海浜のてい線変化数値計算

最初のモデルは、 Q_2/Q_1 が第2段階における平均水面上の海浜の高さ \overline{EB} ($=\tan \beta \cdot (y-y_w)$) と第1段階(または第2段階の開始点)におけるバームの高さ \overline{AB} ($=BH$) との比で表わされると考える。このモデルは次式で示される。

$$Q_2 = \frac{B}{BH} Q_1 \quad (10)$$

2番目のモデルは Q_2 と Q_1 の比を第2段階における海浜断面内の被輸送可能量 (EBCF) の面積) と、第2段階の出発点(海浜断面は \overline{AD} である)における海浜断面内の被輸送可能量 ((ABCD) の面積) との比として与える方法である。このモデルは次式のように定式化される。

$$Q_2 = \frac{(\text{EBCF}) \text{ の面積}}{(\text{ABCD}) \text{ の面積}} \cdot Q_1 = \frac{B}{BH} \cdot \frac{2D+B}{2D+BH} \cdot Q_1 \quad (11)$$

(11) 式において、 $(2D+B)/(2D+BH)$ の項中、 $2D$ は定数であり、一般的には $D > BH$ と考えられ、また BH は常に B より大であるから、普通には $(2D+B)/(2D+BH) \approx 1$ と予想され、(10) 式は (11) 式の簡略形であるとも考えられる。(10) 式、(11) 式いずれにしても第2段階の出発点(図-3の \overline{AD}) において $Q_2=Q_1$ となり、第2段階の終り(図-3の \overline{BC}) において $Q_2=0$ となる。

以上より、第2段階における海浜変形の数値計算は、(6)、(9) 式そして (10) 又は (11) 式を連立させて解くことになる。

2.2 岸・沖方向漂砂輸送の効果

以上では沿岸方向だけの漂砂輸送に伴う海浜変形を考えたが、実際にはしばしば岸・沖方向漂砂輸送の効果が重要になる。そのような例の一つは海浜断面の季節的な変化であり、この場合には夏型海浜、冬型海浜というように、岸・沖方向漂砂輸送によって夏に前浜付近に堆積し、冬に砂が前浜から沖へ持ち去られる。しかしこの場合には、夏におけるてい線の前進と、冬におけるてい線の後退とが消し合う。したがって、本モデルの中に季節変動に伴う岸・沖方向漂砂輸送の効果は取り入れなかった。

他の岸・沖方向漂砂輸送の例は、防波堤や突堤などの海岸、港湾構造物の周辺において起こる。この種の岸・沖方向漂砂輸送は、構造物周辺の海浜流などの影響を受

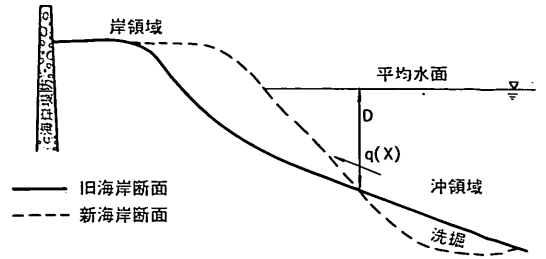


図-5 岸・沖方向漂砂移動

けて起こるため、多くの場合沖向にしても岸向にしても一方向きに生じる。したがって海浜断面は恒久的に変化することになる。図-5には沖において洗掘された砂が岸方向に輸送され、よりこう配の急な海岸断面となった例を示す。この場合、沖の洗掘領域の岸側端における水深として D を定義する。 $q(x)$ を海岸の単位延長を通過して、沖から岸に輸送される漂砂量と考えると、(2) 式に対応する δx だけ離れた二つの断面間における、 δT 時間中での砂の容積変化は次式で与えられる。

$$\delta V = \left\{ Q - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \delta x \right) + q(x) \delta x \right\} \delta T \quad (12)$$

上式において $q(x)$ は岸向漂砂移動の場合に正となる。(3) 式、(8) 式の右辺に対応する式は、岸・沖方向漂砂移動がない場合と同様であるから、第1段階では、漂砂の連続式として (4) 式に対応する次式を得る。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (D+BH) \frac{\partial y}{\partial T} - q(x) = 0 \quad (13)$$

同様に、第2段階の場合には (9) 式に対応して次式を得る。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (D+B) \frac{\partial y}{\partial T} - q(x) = 0 \quad (14)$$

したがって第1段階では (5)、(6)、(13) 式を連立させて解き、第2段階では (6)、(14) 式、そして (10) 又は (11) 式を連立させて解くことになる。

3. 海浜変形モデルの数値計算

本章では 2. において現われた偏微分方程式を解くための差分法を用いた数値計算について論じる。第1ステップとして基線 ($y=0, x \geq 0$ の領域) を一定長さ Δx ごとに分割し、基点を $n=1, x=\Delta x$ の点を $n=2$ というふうに番号をつける。

てい線の位置は一定時間間隔 ΔT ごとに計算する。タ

イムステップを示すカウンターとして t を用いると、初期てい線は $t=0$ の時のてい線に対応し、続いて ΔT 時間後のてい線は $t=1$ の時のてい線となる。 $\Delta x, \Delta T$ が一定でなく、可変の場合の取り扱い文献 6 において論じられている。

2. において示したように、第 1, 第 2 の各段階において三つの偏微分方程式がある。まず漂砂の連続式は次式のような共通の形で表わされる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + L \frac{\partial y}{\partial T} - q(x) = 0$$

ここに、第 1 段階では $L=D+BH$ 、第 2 段階では $L=D+B$ である。 $q(x)$ は岸・沖方向漂砂輸送量であり、海浜変形が沿岸方向の漂砂輸送だけに支配される時は $q(x)=0$ となる。上式を差分式で書くと、

$$\frac{Q[n+2, t] - Q[n, t]}{2\Delta x} + L \frac{y[n+1, t+1] - y[n+1, t]}{\Delta T} - \frac{1}{2} \{q(n+2) + q(n)\} = 0 \quad (15)$$

となる。

上式は未知数を左辺にもってくと次式のようにかける。

$$y[n+1, t+1] = y[n+1, t] - \frac{\Delta T}{2L} \left\{ \frac{Q[n+2, t] - Q[n, t]}{\Delta x} - q(n+2) - q(n) \right\} \quad (16)$$

ここに $[n, t]$ は、前述したように n が測点番号、 t が初期条件よりの経過タイムステップ数である。なお、計算の便宜上 n は奇数番号だけをとる。

第二番目の偏微分方程式は次式で示す共通の形となっている。

$$Q(x, T) = \frac{0.385(Ec_g)_b}{\gamma_s} \left\{ \sin(2\alpha_b) - 3.24 \frac{\partial H_b}{\partial x} \cot \beta \cos \alpha_b \right\} \cdot R$$

ここに、第 1 段階では $R=1$ 、第 2 段階では次式のうちのどちらかの形をとる。

$$R = \frac{B}{BH} \quad \text{又は} \quad R = \frac{B}{BH} \cdot \frac{2D+B}{2D+BH}$$

上式を差分式で書くと、

$$Q[n, t] = \frac{0.385}{\gamma_s} \{E[n]c_g[n]\}_b \cdot \left\{ \sin(2\alpha_b[n, t]) - 3.24 \frac{H_b[n+2] - H_b[n-2]}{4\Delta x} \cot \beta \cdot \cos \alpha_b[n, t] \right\} \cdot R \quad (17)$$

最後に、第三番目の (6) 式は、次式のように差分式で書ける。

$$\alpha_b[n, t] = \alpha_x[n] - \tan^{-1} \left\{ \frac{y[n+1, t] - y[n-1, t]}{2\Delta x} \right\} \quad (18)$$

(17), (18) 式において砕波波高 H_b と α_x は沿岸方向の位置 x だけの関数である。

(16), (17) 両式の L および R は、次のようになる。海岸が第 1 段階にあり、てい線の位置が (19) 式を満足する時には、 L および R は (20) 式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} y[n+1, t] &\geq y_w[n+1] + BH \cdot \cot \beta \\ L &= D + BH \\ R &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

また海岸が第 2 段階にあり、てい線の位置が (21) 式を満足する時は、 L および R は (22) 式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} y_w[n+1] &\leq y[n+1, t] < y_w[n+1] + BH \cdot \cot \beta \\ L &= D + \tan \beta \cdot (y[n+1, t] - y_w[n+1]) = D + B \\ R &= \frac{B}{BH} \quad \text{または} \quad R = \frac{B}{BH} \cdot \frac{2D+B}{2D+BH} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

ここに、

$$B = \frac{\tan \beta}{2} (y[n+1, t] + y[n-1, t] - y_w[n+1] - y_w[n-1]) \quad (23)$$

である。

以上より数値計算は (16), (17), (18) 式を連立させて解くことになる。計算は、(16) 式において、 $H_b, c_g, \alpha_b, \beta, D, BH$ 又は B, q 、時間 t におけるてい線の位置が与えられると、 $y[n+1, t+1]$ が計算できるので、explicit である。

計算順序を示すフローチャートを 図-6 に示す。計算中において y, Q, α_b, B を一時的に $y_y, Q_Q, \alpha_{\alpha_b}, B_B$ でおきかえている。

なお数値計算が安定であるためにタイムステップが満たすべき条件については、附録 B を参照されたい。

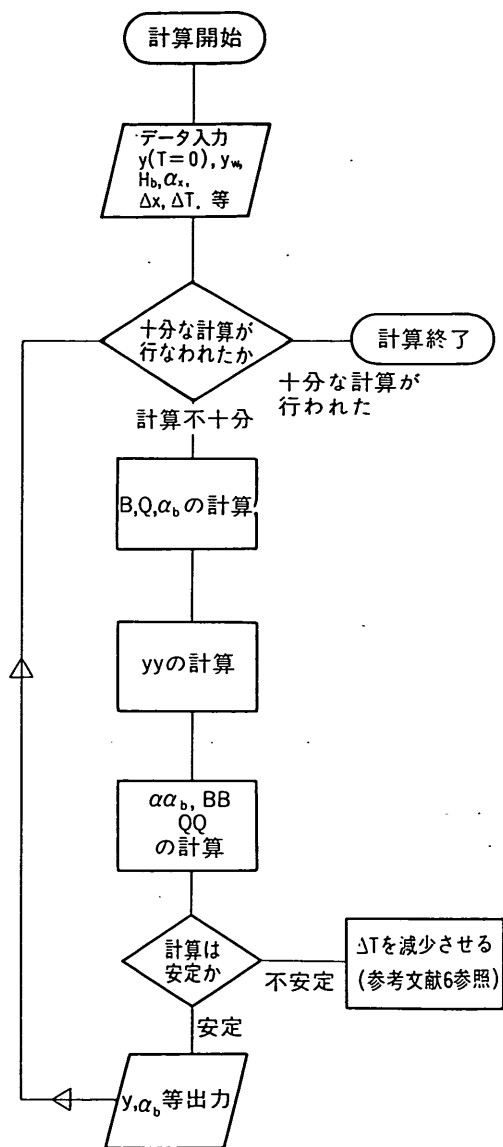


図-6 数値計算のフローチャート

4. 沿岸漂砂量公式——てい線方向に波高が変化する場合——

4.1 Bakker による沿岸流速算定式

Bakker⁷⁾ は海浜へ斜めに波が入射し、また沿岸方向に波高が変化する場合における沿岸流速を計算した。この計算においては海岸断面形状について a)~e)、波について f)~j) の仮定を設けた (図-7 および 8 参照)。

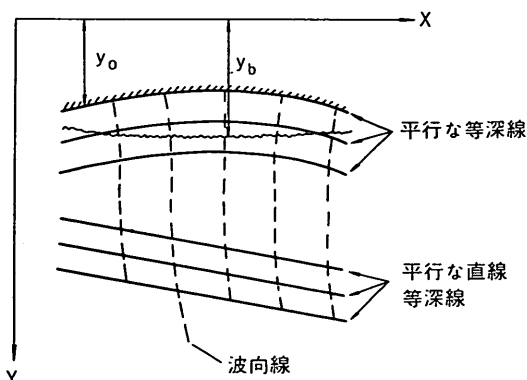


図-7 Bakker のモデル (平面図, Bakker による⁷⁾)

- a) 水深 h_1 以深部における等深線は互に平行、直線である。
- b) 水深 h_1 以浅部の等深線は、てい線 y_0 (ここに y_0 は沿岸方向座標 x の関数である) に平行である。
- c) 水深 h_1 の所は水平な浅瀬となっている。
- d) h_1 は碎波水深 h_0 よりわずかに大きい。
- e) 水深 h_1 以浅部の海浜断面 (y 軸に平行な断面) は、水平方向と角度 β をなす直線形状をもつ。
- f) 水深 h_1 以深部において波向線は平行であり、波高は沿岸方向に変化する。
- g) 水深 h_1 において波向線は y 軸に平行となる。
- h) てい線 $y_0(x)$ は x 軸と小さな角度で交わる。すなわち、 dy_0/dx は小さい。また、 d^2y_0/dx^2 も小さい。

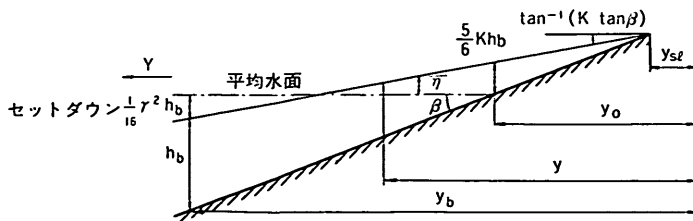


図-8 Bakker のモデル (断面図, Bakker による⁷⁾)

i) 砕波波高は $\gamma \cdot h$ (γ は一定で 0.8 に等しい) で与えられる。

j) h_1 以浅部における波速は \sqrt{gh} に等しい。

以上のような仮定のもとに Bakker は沿岸流速を計算した。計算にあたっては、沿岸方向 (x 方向) および岸に直角方向 (y 方向) の運動方程式を用いた。まず前者は次式で与えられる。

$$-\rho gh \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} - c_f \cdot u - \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} = 0 \quad (24)$$

ここに、

h : 水深

$\bar{\eta}$: 平均水面の位置

S_{xx} : x 方向に働く、 y 方向に平行な断面に直に作用するラディエーション・ストレスであり、次式で与えられる。

$$S_{xx} = \frac{1}{16} \rho g H^2 (2 - \cos 2\delta) \quad (25)$$

上式は、 δ が小さい時次のような近似が可能である。

$$S_{xx} \approx \frac{1}{16} \rho g H^2 = \frac{1}{16} \rho g \gamma^2 h^2 \quad (26)$$

S_{xy} : x 方向に働く、 x 方向に平行な断面上において作用するラディエーション・ストレスであり、次式で与えられる。

$$S_{xy} = -\frac{1}{16} \rho g H^2 \sin 2\delta \quad (27)$$

上式は、 δ が小さい時次のように近似される。

$$S_{xy} \approx -\frac{1}{8} \rho g \gamma^2 h^2 \delta \quad (28)$$

δ : 波向線と y 軸とのなす角であり、次式で与えられる。

$$\delta = \frac{dy_0}{dx} (1 - \sqrt{h/h_1}) \quad (29)$$

c_f : 抵抗係数であり、次式で与えられる。

$$c_f = \frac{1}{\pi \sqrt{8}} p \kappa \gamma \rho \sqrt{f g h} \quad (30)$$

κ : カルマン定数であり、一般的には 0.4 の値をとる。

f : ダルシー・ワイスバッハの摩擦損失係数

p : Bijker⁸⁾ が提唱した定数であり、 $p \approx 0.45$ となる。しかし、 p の値について Swart⁹⁾ は、 p が定数ではなく、次式で与えられることを示している。

$$p = \sqrt{f_w} / 2 \cdot 1 / \kappa \quad (31)$$

ここに f_w は Jonsson¹⁰⁾ によって提案された波運動に対する抵抗係数である。

(24) 式は、Longuet-Higgins¹¹⁾ が沿岸方向に波高一定の条件のもとに沿岸流速を導くために用いた式と比べると、沿岸方向に波高が変化していることのために、 $\rho g h \partial \bar{\eta} / \partial x$ および $\partial S_{xx} / \partial x$ の項が余分に加わっているが、一方水平混合項 $\partial(N \partial u / \partial y) / \partial y$ の項が省かれている。

Bakker は、てい線に直角方向の運動方程式として次式を用いた。

$$\frac{S_{yy}}{\partial y} + \rho g h \frac{\partial \eta}{\partial y} = 0 \quad (32)$$

ここに、

S_{yy} : y 方向に働く、 x 方向に平行な断面に直に作用するラディエーション・ストレスであり、次式によって与えられる。

$$S_{yy} = \frac{1}{16} \rho g H^2 (2 + \cos 2\delta) \quad (33)$$

δ が小さい時上式は次のように近似される。

$$S_{yy} \approx \frac{3}{16} \rho g \gamma^2 h^2 \quad (34)$$

(32) 式は Longuet-Higgins および Stewart¹²⁾ が Wave Set-up を研究するのに用いたものと同じ式である。

Bakker は (24) 式に、次の (35) 式および (26)、(28) 式を代入して沿岸流速を計算した。

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{dy_0}{dx} \tan \beta \quad (35)$$

得られた沿岸流速は次のとおりである。

$$u = -\frac{5\pi\gamma\sqrt{8}gm}{16\rho\kappa\sqrt{f}} \left\{ \frac{h}{\sqrt{h_1}} \frac{dy_0}{dx} + \left(1 + \frac{\gamma^2}{8}\right) \frac{dh_0}{dx} \frac{\sqrt{h}}{\tan \beta} \right\} \quad (36)$$

ここに、

$$\begin{aligned} m &= \frac{\partial h}{\partial y} \\ &= \tan \beta \left/ \left(1 + \frac{3}{8} \gamma^2\right) \right. \\ &= (1 - K) \tan \beta \\ K &= (1 + 8/(3\gamma^2))^{-1} \\ \gamma &= 0.8 \text{ とすれば } K = 0.194 \text{ となる。} \end{aligned}$$

前述したように、Bakker は (24) 式において水平混合による影響を考慮していないため、(36) 式は砕波帯内の特定の地点における沿岸流速としては正しいものではない。しかし、水平混合項の効果は、Longuet-Higgins¹¹⁾

が述べているように、波が砕波を始める場所における流速の不連続をなくし、なめらかな沿岸流速の分布をつくりだすことにある。したがって(36)式は砕波帯内における平均沿岸流速を計算する目的で、砕波帯内において積分されることに対しては、支障なく用いることができる。

4.2 平均沿岸流速

以降の計算においては、Motyka および Willis¹³⁾ と同様の手法を用いる。砕波帯内において、(36) 式を積分することにより、次式で示される砕波帯内での平均沿岸流速が得られる (図-8)。

$$\bar{V} = \frac{2}{h_b(y_b - y_{st})} \int_{y_{st}}^{y_b} u \cdot h dy \quad (37)$$

ここに y_b は砕波が始まる地点の座標、 y_{st} はてい線の座標である。(36) 式を代入して、

$$\bar{V} = \frac{2C_1}{h_b(y_b - y_{st})} \left(\frac{C_2}{3} h_b^3 + \frac{2}{5} C_3 h_b^{5/2} \right) \quad (38)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= -\frac{5\pi\gamma}{16\rho\kappa} \sqrt{8g/f} = -4.36\sqrt{8g/f} \\ C_2 &= \frac{1}{\sqrt{h_1}} \frac{dy_0}{dx} \\ C_3 &= \left(1 + \frac{\gamma^2}{8}\right) \frac{dh_b}{dx} \cot \beta = 1.08 \frac{dh_b}{dx} \cot \beta \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

(38) 式に次の (40) 式を代入する。

$$\frac{h_b}{y_b - y_{st}} = \tan \beta \cdot (1 - K) \quad (40)$$

得られた平均沿岸流速は次のとおりである。

$$\bar{V} = \left(\frac{2}{3} C_2 h_b + \frac{4}{5} C_3 h_b^{5/2} \right) C_1 \tan \beta \cdot (1 - K) \quad (41)$$

4.3 沿岸漂砂量公式の誘導

平均沿岸流速が求められれば、Komar および Inman³⁾ によって提案された式を用いて沿岸漂砂量を計算することが可能である。この式は、沿岸方向に十分に長く続く、直線で、互に平行な等深線をもった海岸に、一定波高の波が来襲する場合の沿岸漂砂量を与えるものであり、単位時間当りに、海岸断面を通過する沿岸漂砂の水中重量 I_t は次式のようにになる。

$$I_t = 0.28(Ec_\theta)_b \cos \alpha_b \cdot \frac{\bar{V}}{U_m} \quad (42)$$

ここに、

U_m : 砕波条件下における最大軌道流速であり、次式で表わされる。

$$U_m = \sqrt{g} H_b / (2\sqrt{h_b})$$

α_b : 砕波の波峰線と汀線とのなす角度である。

(41) 式を (42) 式に代入することによって次式が得られる。

$$I_t = \frac{0.56(Ec_\theta)_b}{\sqrt{g} H_b} C_1 h_b \left(\frac{2}{3} C_2 h_b^{1/2} + \frac{4}{5} C_3 \right) \tan \beta \cdot (1 - K) \cos \alpha_b \quad (43)$$

上式に

$\tan \beta = A \cdot f$ (Komar¹⁴⁾ は $A = \text{一定}$ という結果を得ている。附録 C 参照)

$$h_1 \doteq h_b$$

$$-\frac{dy_0}{dx} \doteq \tan \alpha_b \doteq \sin \alpha_b$$

$$\frac{dh_b}{dx} = \frac{1}{0.8} \frac{dH_b}{dx}$$

および、(39) 式を代入すると、次式が得られる。

$$I_t = -6.97(Ec_\theta)_b \cos \alpha_b \cdot A \sqrt{f} \left(-\frac{2}{3} \sin \alpha_b + 1.08 \frac{dH_b}{dx} \cot \beta \right) \quad (44)$$

$dH_b/dx = 0$ の時、上式は Komar および Inman³⁾ によって提案された Scripps Equation に等しくならなければならない。すなわち、

$$\begin{aligned} 4.65(Ec_\theta)_b \cos \alpha_b \sin \alpha_b \cdot A \sqrt{f} \\ = 0.77(Ec_\theta)_b \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b \end{aligned}$$

したがって、

$$A \sqrt{f} = 0.166 \quad (45)$$

\sqrt{f} はあまり大きく変化する量ではないので、(45) 式はおおよそ成立すると考えてよい。(45) 式を (44) 式に代入すると、次式が得られる。

$$I_t = 0.385(Ec_\theta)_b \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{dH_b}{dx} \cot \beta \cdot \cos \alpha_b \right) \quad (46)$$

容積表示の沿岸漂砂量 Q は次式のようにになる。

$$Q = \frac{0.385}{\gamma_s} (Ec_\theta)_b \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{dH_b}{dx} \cot \beta \cos \alpha_b \right) \quad (47)$$

H_b が x とともに、時間の関数でもあるならば、 dH_b/dx は $\partial H_b/\partial x$ におきかえられ、(5) 式が得られる。

(5) 式は現地における沿岸漂砂量をあらわす式であり、模型実験中での沿岸漂砂量式としては、Scripps Equation における係数 0.77 を 0.36 に変更した方が、沿岸漂砂量をより適切に表わすことができる (図-9 参

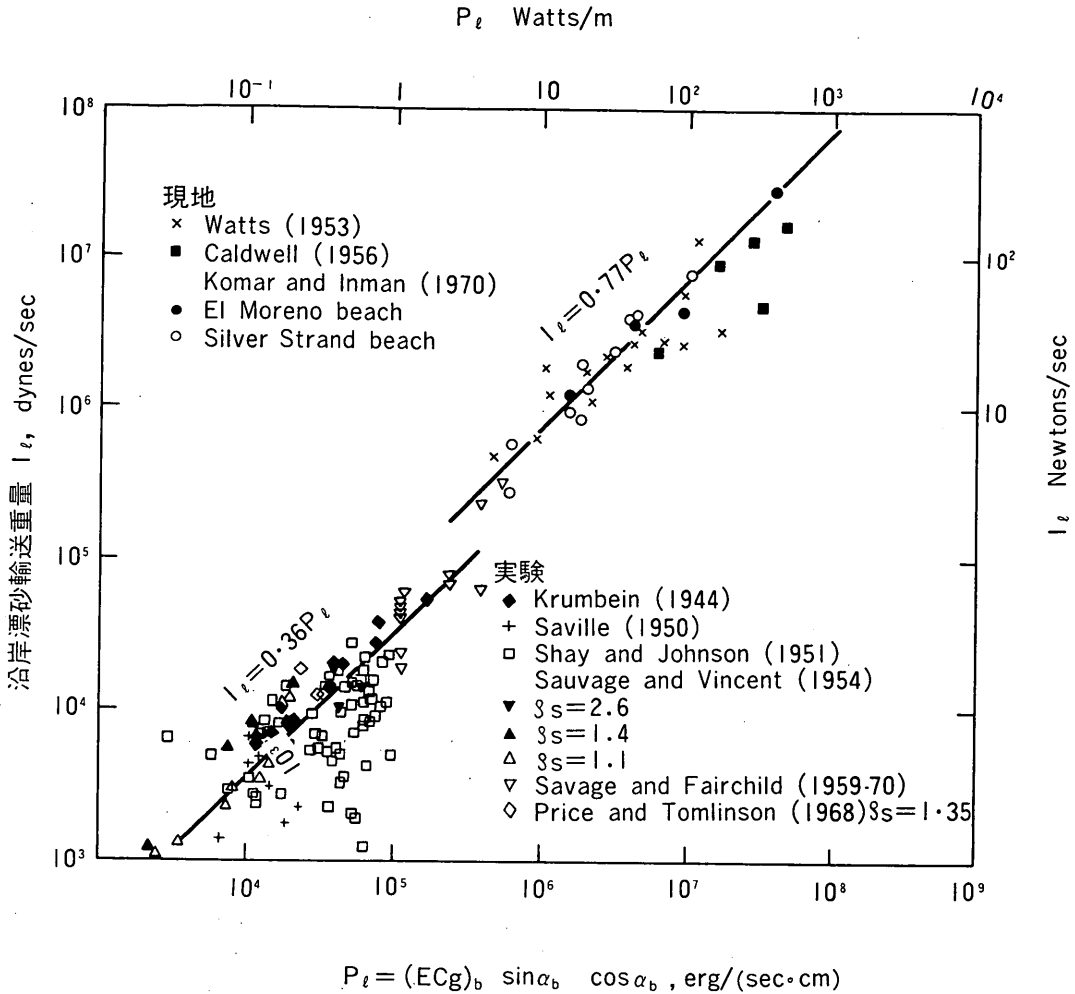


図-9 沿岸漂砂量 (Komar および Inman による⁹⁾)

照)。したがって模型中での沿岸漂砂量式としては次式を用いる。

$$Q = \frac{0.18(ECg)_b}{\gamma_s} \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{\partial H_b}{\partial x} \cot \beta \cdot \cos \alpha_b \right) \quad (48)$$

5. 海浜変形モデルの応用例

本章では海浜変形モデルの適用例を示す。検証にあたっては、佐藤、小笹および永井¹⁵⁾によって行われた徳島空港海上埋立延長に関する漂砂模型実験で現われたい線変化が、本モデルによって再現できるか否かを調べた。

5.1 徳島空港海上埋立延長に関する漂砂模型実験の概要

この模型実験の目的は、徳島空港を海上方向に埋立延長した場合に、埋立地周辺において生じる海浜てい線の変化を予測することであった。図-10 に示されているように、今切、粟津両港間の海岸は、埋立地によって二分される。模型縮尺は、水平方向 1/200、鉛直方向 1/50 であった。

模型実験における波向は、現地における主要な波向である南東方向と定められた。南東方向から来襲する波浪のために、沿岸漂砂は今切港側より粟津港側へ動かされる。今切港付近の海浜はすでに侵食を受け、護岸前面に

護岸のある海浜のてい線変化数値計算

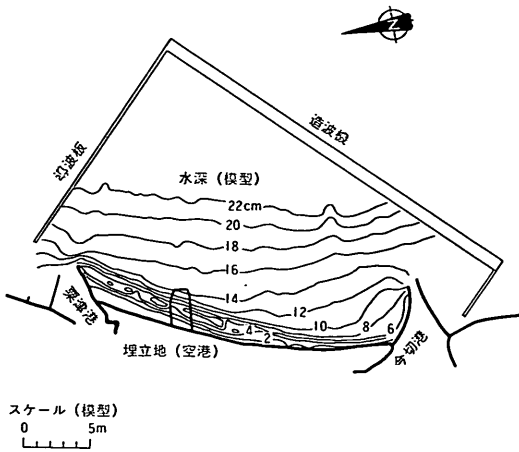


図-10 模型実験の概要 (佐藤らによる¹⁵⁾)

おける浜の標高はすでに平均水面付近にまで下がっている。実験開始時においてさえ、今切港より栗津港の方へむかって延長 1.6 km (模型では 8 m) にわたる海岸は既にこのような状態にあった。この今切港より 1.6 km 地点をすぎると、栗津港へ向って海浜幅は徐々に増大し、栗津港付近においては約 100 m (模型では 50 cm) に達する。実験砂の中央粒径は 0.29 mm であり、沖波周期は 1.41 秒、沖波波高は 8.5 cm であった。海岸断面形の条件は、Johnson¹⁶⁾ それに岩垣および野田¹⁷⁾ がそれぞれ提案した『正常海浜』と『暴風海浜』の境界にある。したがって、回折等により波高が減少した場合には、海浜断面形のタイプが変わる可能性がある。また、実験中に波が模型護岸に達した時には、砕石が護岸前面に投入された。

本海浜変形モデルを用いて、佐藤らが行った実験のうち二ケース (ともに実験中の波作用時間は 6 時間である) について、生じたてい線変化が再現できるか否かを調べた。

模型実験の最初のケース (以後ケース 1 と呼ぶ) は、当該海岸に埋立地がない場合であり、二番目のケース (ケース 2 と呼ぶ) は、埋立地が含まれている。ケース 2 においては、埋立地が、今切港と栗津港間の海岸を二分するため、今切港と埋立地間、埋立地と栗津港間のそれぞれに別個に海浜変形モデルを適用した。図-11 には模型実験のケース 1 と 2 における実験開始時 (波作用時間 0 分) と終了時 (360 分) のてい線が示されている。

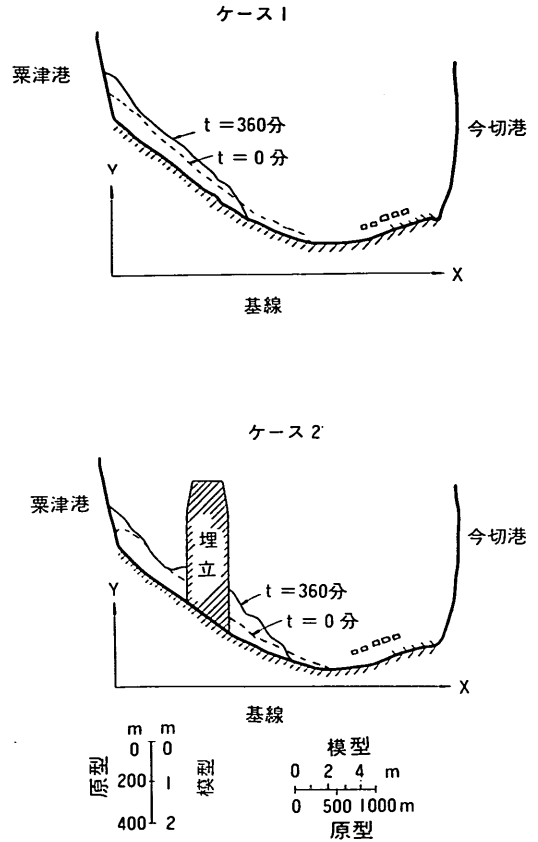
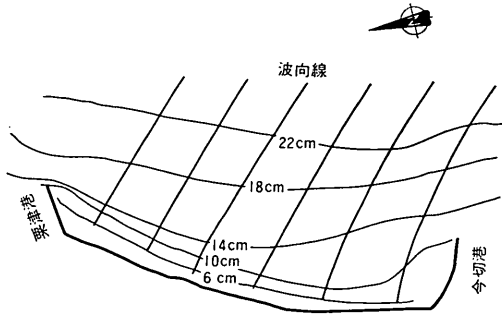


図-11 模型実験でのてい線変化 (佐藤らによる¹⁵⁾)

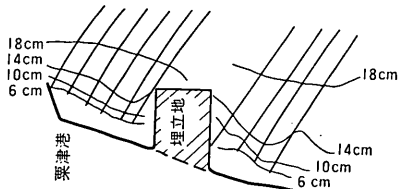
5.2 埋立地がない場合の海浜変形計算——ケース 1——

数値計算に対する基線を図-11 に示す。栗津港防波堤の所に測点 (セクション番号) 1 が設けられ、今切港防波堤の所が測点 39 となっている。各測点間の距離は 0.5 m である。両防波堤を越えての漂砂移動はほとんどないと考えられるから、数値計算においても防波堤の所での沿岸漂砂移動量はゼロとおいた。図-12 (a) はケース 1 に対する屈折図である。

模型実験中に測定された砕波波高 H_b を図-13 中に白丸で示す。数値計算への入力データとしては同図中の実線で示す砕波波高の分布を用いた。同様に図-14 中の白丸は、図-12 (a) の屈折図より読みとった砕波線における波向線と基線との間の角度 α_x を示している。同図中の実線は数値計算の入力データとして用いた α_x である。本ケースにおいて岸・沖方向漂砂移動は無視しており、数値計算において用いる $BH, D, \tan \beta$ の値はそれ



(a) 屈折図 (ケース1)



(b) 屈折図 (ケース2)

図-12 模型実験での波の屈折図

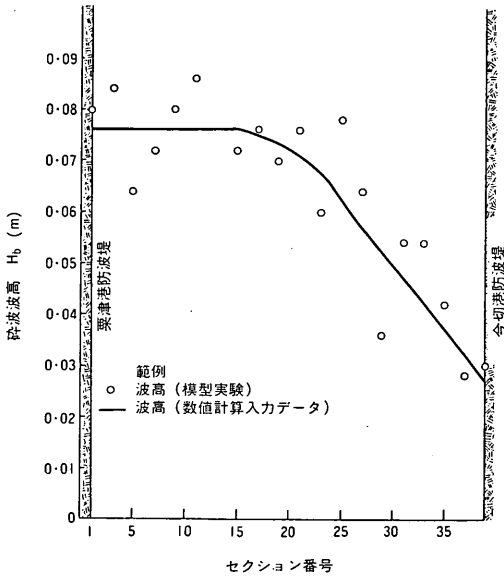


図-13 今切港粟津港間の波高

それぞれ模型実験のデータより、0.05 m、0.12 m、0.125 と定めた。

図-15 には海浜変形モデルで予測された 360 分後のて

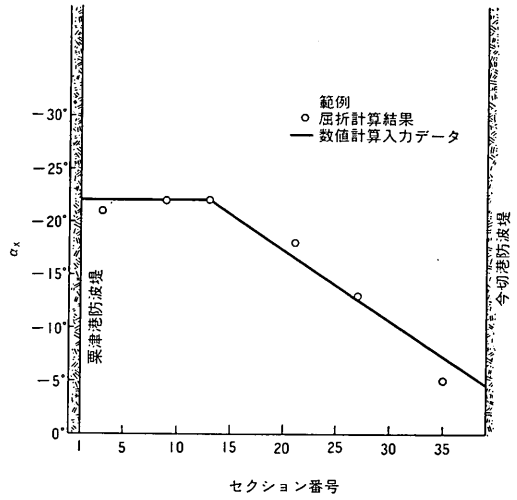


図-14 今切港粟津港間の波向

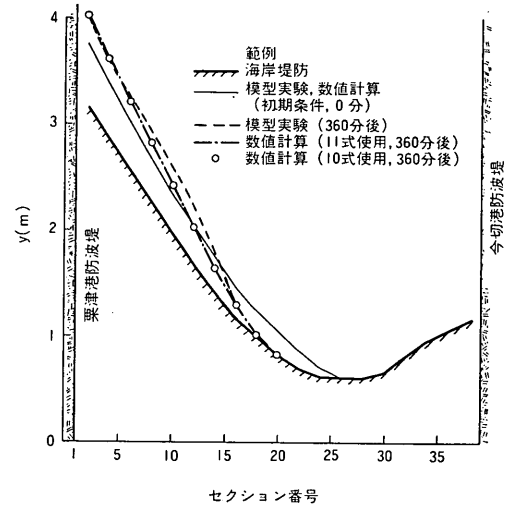
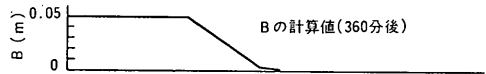


図-15 てい線形状 (平面図, 今切港粟津港間)

い線形状と、模型実験における 360 分後のてい線形状などを示す。計算において、護岸の影響を加味した沿岸漂砂量式として (10) 式を用いた場合に予測されたてい線は白丸で、(11) 式を用いた場合のてい線は一点鎖線によって示した。もっとも (10) 式を用いた場合と (11) 式を用いた場合との間における相違は 1 cm 以下と小さかった。この結果より、以後の計算においては (11) 式で

示される沿岸漂砂量式のみを用いた。

数値計算の結果と模型実験の結果とを比較すると、測点 4 と 16 の間で模型実験のてい線が沖へ凸に張り出しており、数値計算のてい線と相違している。数値計算においては、全計算期間を通じて海底こう配一定、今切、粟津の両境界端において沿岸漂砂量ゼロ、岸・沖方向漂砂量ゼロを仮定しているために、0 分と 360 分のてい線の間で堆積した部分の海浜面積と欠壊した部分の海浜面積が等しくなっている。一方、模型実験においては、堆積した部分の面積の方が欠壊した部分の面積より大きくなっており、これは岸向の漂砂輸送があったことを示している。また、測点 4 と 16 との間において模型実験におけるてい線が弧状になっているのは、水槽内においてある種の長周期の振動があったかもしれないことを示唆している。

図-15 上方にある小さな図は、数値計算の 360 分時点において計算された浜の高さ B の値を示している。測点 1 と 11 との間では海浜幅は十分に広く、 B は BH に等しく、 0.05 m となっており、この範囲の海浜は海浜変形モデルの第 1 段階にある。測点 11 と 20 の間では B は 0.05 m 以下で、この部分が海浜変形モデルの第 2 段階にあることを示している。測点 20 以降では、護岸前面に砂浜がないことを反映して $B=0$ となっている。

模型実験では、測点 13 において、実験経過時間 120 分と 130 分の間で、沿岸漂砂量が測定されており、 $6.7 \times 10^{-4}\text{ m}^3/\text{分}$ の粟津港方向へ向う沿岸漂砂量となっている。数値計算において、同地点、同時点における沿岸漂砂量は同方向に $4.4 \times 10^{-4}\text{ m}^3/\text{分}$ となり、沿岸漂砂量の予測という現象の精度を考えると、かなり良い一致と考えられる。

5.3 今切港と埋立地との間の海浜変形計算——ケース 2——

ケース 2 では、埋立地沖側前面の水深は 7 m (模型で 14 cm) に達するため、埋立地沖側を通過して今切側より粟津側へ運ばれる漂砂は非常に少なく、無視できると考えられる。したがってケース 2 に対する数値計算は、今切港と埋立地との間 (5.3) および埋立地と粟津港の間 (5.4) に分けて行った。両方の場合とも港側の境界はもちろん、埋立地側の境界においても沿岸漂砂量はゼロとした。

本節および次節の空港埋立時の数値計算例では、岸・沖方向漂砂移動を考慮した。模型実験において沖側領域では、かなり広範囲にすり鉢状の洗掘領域が生じたが、これらの洗掘された砂は埋立地周辺において生じる海浜流 (循環流) によりてい線付近へ運ばれ、そこに堆積したと考えられる。図-16 には沖側に生じた洗掘領域 A、B を示す。

このような沖における地形変化は、二つの効果を持つ。まず第一に、洗掘された砂の大部分は岸方向に運ばれ、てい線付近に堆積する。第二に、沖領域における水深が変化するために洗掘された領域上で屈折のパターンが変化する。図-12 (b) にはケース 2 の 120 分経過時点における屈折図を示す。

現在の漂砂研究の水準では、このような沖領域における洗掘量とそれに伴う岸向漂砂輸送量を求めることは不可能である。したがってそれらの量としては模型実験のデータより測定された値を用いた。

さて今切港と埋立地間の数値計算であるが、図-11 に示すように、ケース 1 の基線の一部をケース 2 の基線として用いた。埋立地の今切港側端が測点 1 であり、今切

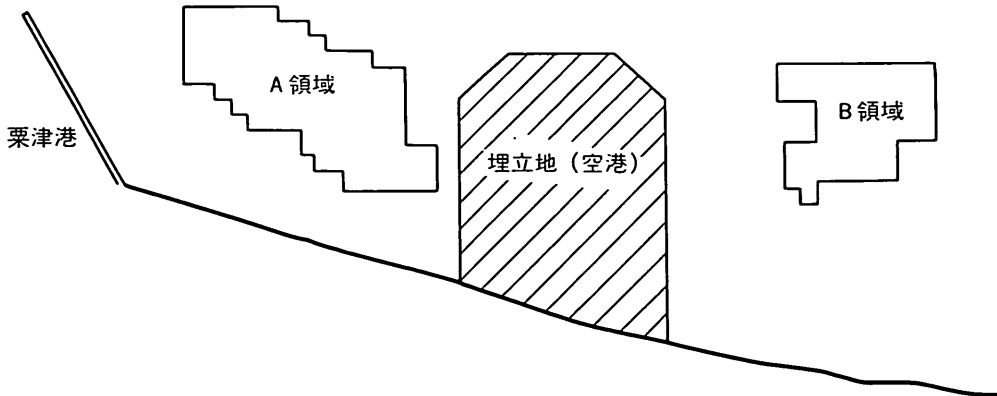


図-16 沖領域における、すり鉢状洗掘箇所 (ケース 2)

港防波堤を測点 27 とした。この両境界における沿岸漂砂量はゼロとして計算を行った。各測点間の距離はケース 1 と同様に 0.5 m である。

ケース 2 における砕波線での波高も模型実験中に測定されており、測定値が図-17 に白丸で示されている。同図中の実線は数値計算の入力データとして用いた波高分布である。

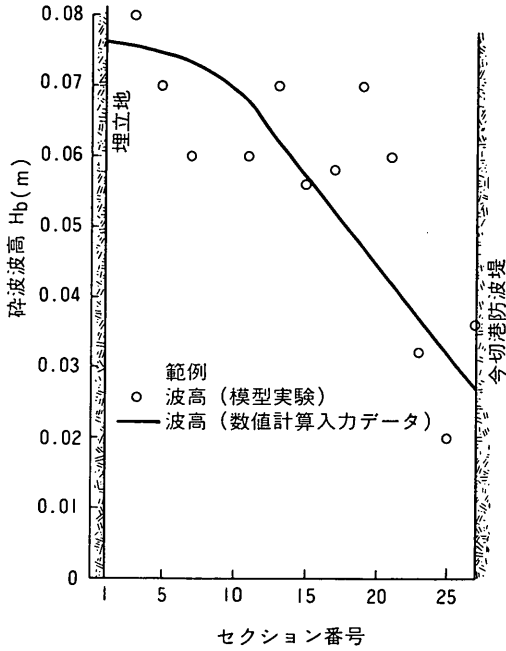


図-17 今切港埋立地間の波高

砕波線における波向線と基線との間の角度 α_x は、図-12 (b) に示す屈折図より読み取った。図-18 中に白丸で示しているのがこのようにして読み取った α_x であり、実線が数値計算に対する入力データとして用いた α_x である。同図中に破線で示すのは、図-16 中の洗掘領域 B において波が屈折パターンの変化という影響を受けなかったと仮定した場合に得られる α_x である。

式 (13) および (14) 中に現われる岸・沖方向漂砂量の分布 q を見積もるには、模型実験中の洗掘領域 B において洗掘された砂の量を測定し、また洗掘された砂がどのように運ばれるかについて何らかの仮定を設ける必要がある。図-19 には、洗掘領域 B において洗掘された砂の容積を時間の関数として示している。この図より、実線で示すように $2.90 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{秒}$ の砂が洗掘され、洗掘された全部の砂が岸向に運ばれたと仮定した。

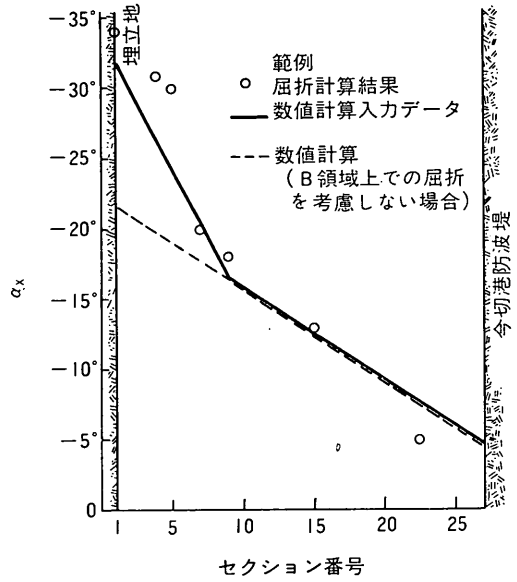


図-18 今切港埋立地間の波向

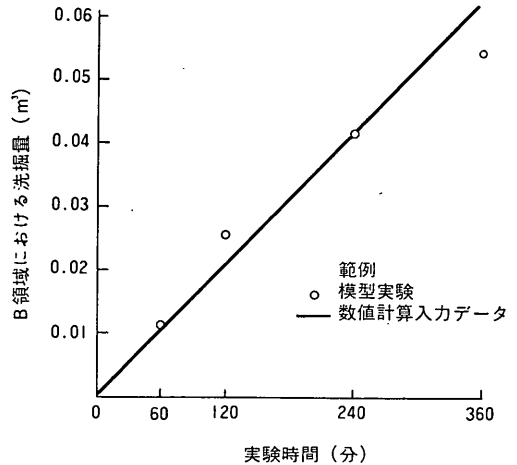


図-19 領域 B において洗掘された砂の容積

また、岸向に運ばれた砂がどのような分布で岸に達し、海岸断面の形成に寄与するかが明らかでないが、ここではそれらの砂が測点 1 と 7 との間で一様に岸に達すると仮定した。

数値計算において用いた BH , D , $\tan \beta$ の値はケース 1 と同様であり、それぞれ 0.05 m, 0.12 m, 0.125 である。

図-20, 21 に、模型実験で 360 分後に得られたてい線(破線)と数値計算で 360 分後に得られたてい線(太実線)等を示す。また、図-20 中に一点鎖線で示しているのは、

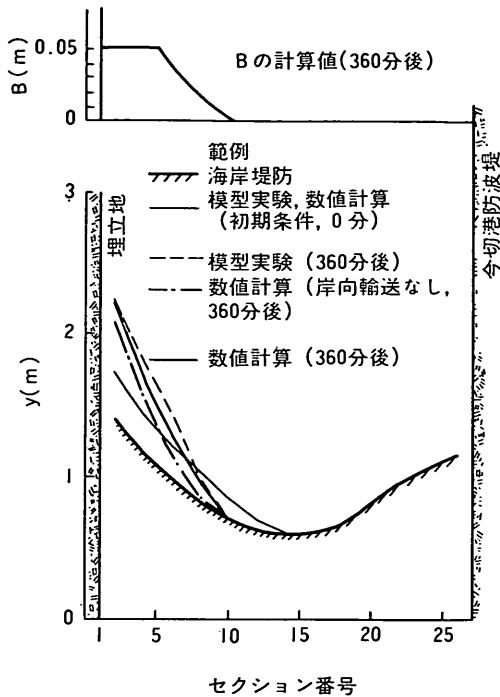


図-20 てい線形状 (平面図, 今切港埋立地間)

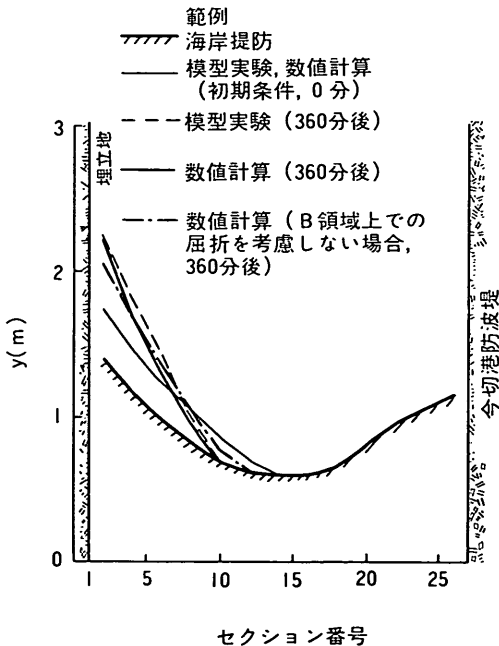


図-21 てい線形状 (平面図, 今切港埋立地間)

洗掘領域上で波向パターンの変化はうけたが岸向きの漂砂輸送がなかったと仮定した場合のてい線である。図-

21に一点鎖線で示しているのは、岸向きの漂砂輸送は存在したが、図-18に破線で示した波向であったと仮定した場合のてい線である。太実線(岸向きの漂砂移動も領域B上での波向パターンの変化も考慮した場合の数値計算)と破線(模型実験)とを比較すると、なお数値計算で得られた海岸陸上部の面積が模型実験で得られた陸上部の面積より小さく、仮定された以上の岸向き漂砂移動が模型中ではあったことがわかるが、測点10と14の間で護岸前面の砂浜がなくなっていることについてや、360分後のてい線形状についてはかなり良い一致が得られている。また、本ケースでもケース1と同様に模型実験で得られたてい線は沖に向かって凸に張り出している。一方図-20の一点鎖線(岸向きの漂砂輸送を無視した場合)では、陸上部の面積が模型実験の場合よりずっと小さくなっている。また図-21では領域B上での屈折パターンの変化を無視した場合のてい線を一点鎖線で示しているが、計算されたてい線の方向が模型実験で得られたてい線の方向と異っている。これらのことより、沖において洗掘領域が生じることの効果を正しく評価する必要があることがわかる。

図-20上方の小図面には、岸向漂砂輸送、領域B上での屈折パターンの変化の双方を考慮した数値計算での、360分経過時点における浜の高さBの値が示されている。測点1と5の間でBはBHに等しく、海浜が第1段階にあることを示している。測点5から10にかけてBは減少しており、この間の海浜が第2段階にあることがわかる。

5.4 粟津港と埋立地との間の海浜変形計算——ケース2——

前節において述べたように、粟津港と埋立地間の海浜変形計算は図-16に示す洗掘領域Aがおよぼす効果を含まねばならない。また、本海浜のうち埋立地近くの高浜は埋立地によってしゃへいされており、非しゃへい部よりしゃへい部へ向って波高は顕著に減少していく。模型実験中に測定された砕波線における波高は図-22中に白丸で示しており、同図中の実線は数値計算の入力データとして用いた波高分布である。

数値計算に用いた基線はケース1と同様であり、図-11に示している。粟津港防波堤が測点1であり、埋立地粟津港側端部が測点23である。各測点間の距離は、測点1と16との間で0.25mであり、16と23との間で0.125mである。

図-23中の白丸は、図-12(b)に示した屈折図より読

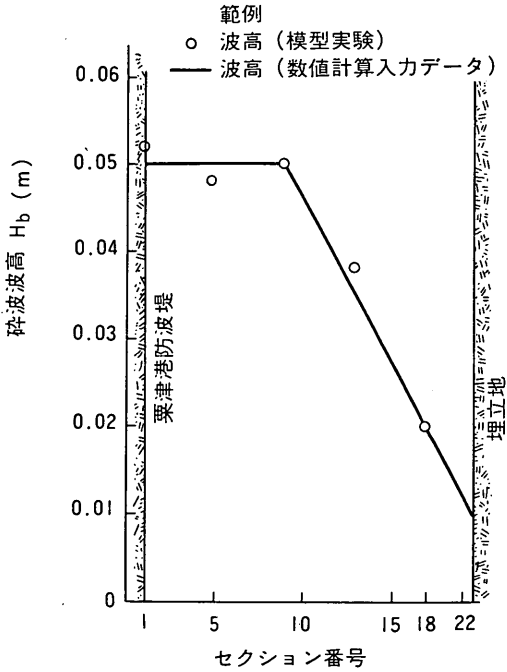


図-22 埋立地栗津港間の波高

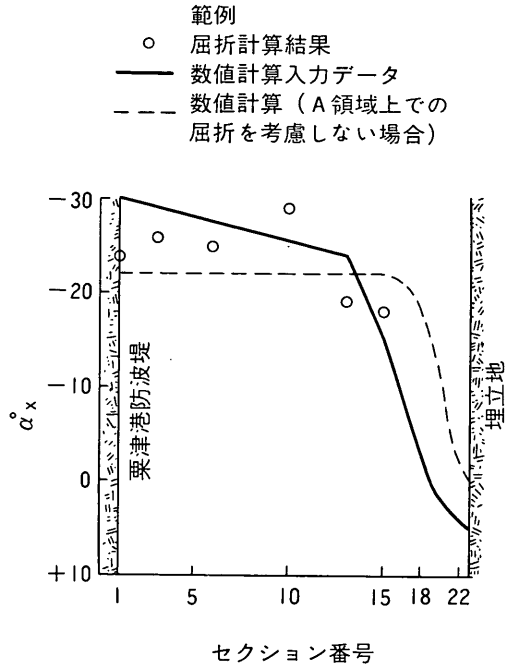


図-23 埋立地栗津港間の波向

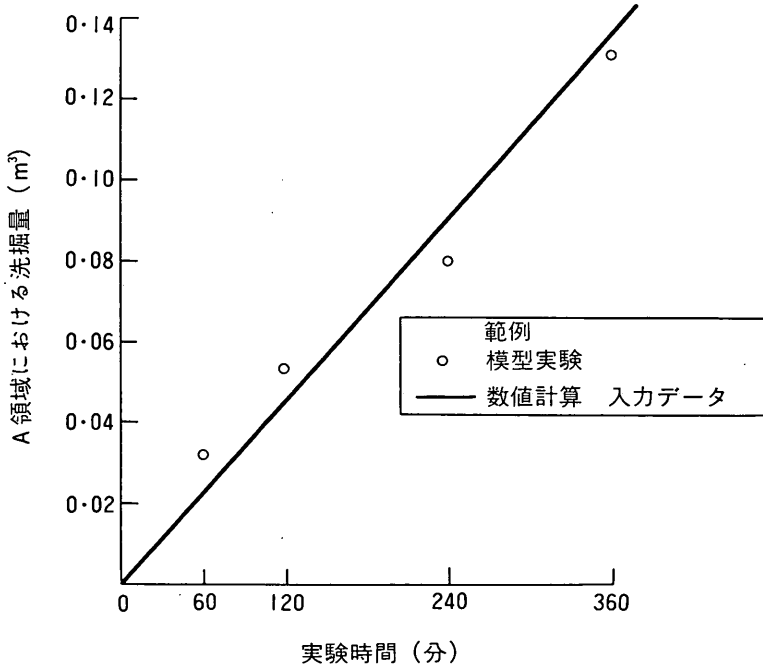


図-24 領域 A において洗掘された砂の容積

み取った α_x (波向線と基線とのなす角)を示しており、実線は数値計算に対する入力データとして用いた α_x 、破線は洗掘領域A上で屈折のパターンが変化しなかったと仮定した場合の α_x を示している。波向を決定するに際して、埋立地栗津港側端部より回折していく波は放射状に進行するものと仮定した。

図-24には、洗掘領域Aより洗掘された砂の容積を時間の関数として示している。本海浜においては、埋立地によるしゃへい効果のために、しゃへい効果のなかったケース1と比較して、全般的に波高が小さくなっている。したがって入射波の波形こう配が減少し、Johnson¹⁶⁾や岩垣および野田¹⁷⁾による『正常海浜』の方へ海浜の条件が移行し、漂砂は波による質量輸送のために前浜付近へ運ばれると考えられる。また、海浜流によっても、漂砂は岸の方へ運ばれるであろう。領域Aより洗掘された砂のうち、どの程度がてい線付近へ運ばれ、海浜断面の形成に寄与したかは明らかでないが、ここでは岸向漂砂輸送により模型実験中に増加した海浜の容積と領域Aより洗掘された砂の容積とを比較することにより、洗掘された砂のうち75%が岸向に運ばれ、海浜断面の形成に寄与したと考えた。

5.3における場合と同様に、本ケースにおいても岸向に輸送される漂砂が沿岸方向にどのような分布となっているかは明らかでない。したがってここでは、二つの異なる分布で岸向漂砂が海浜へ運ばれたと仮定した。最

初の仮定は、岸向漂砂が沿岸方向に一様分布をなして海浜に到達すると考えるものであり、図-25に破線で示している。二番目の仮定は、洗掘された砂が波向と同方向に運ばれると考えるものであり、したがって沖における洗掘が激しい所の対岸に多くの岸向漂砂が供給されると考えるものである。この場合の岸向漂砂の沿岸方向分布は三角形の非一様分布で近似でき、図-25に実線で示されている。

本海岸における BH , D , $\tan \beta$ も模型実験データより決定した。それぞれ0.07 m, 0.07 m, 0.154となっている。

図-26には計算の結果を示している。太実線は、一様な岸向漂砂輸送を仮定した場合に360分後に予測されるてい線であり、白丸は三角形の非一様分布を仮定した場

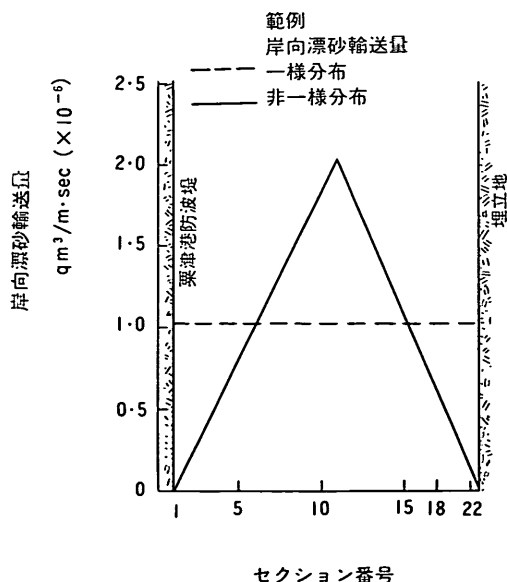


図-25 岸向漂砂輸送量の沿岸方向分布

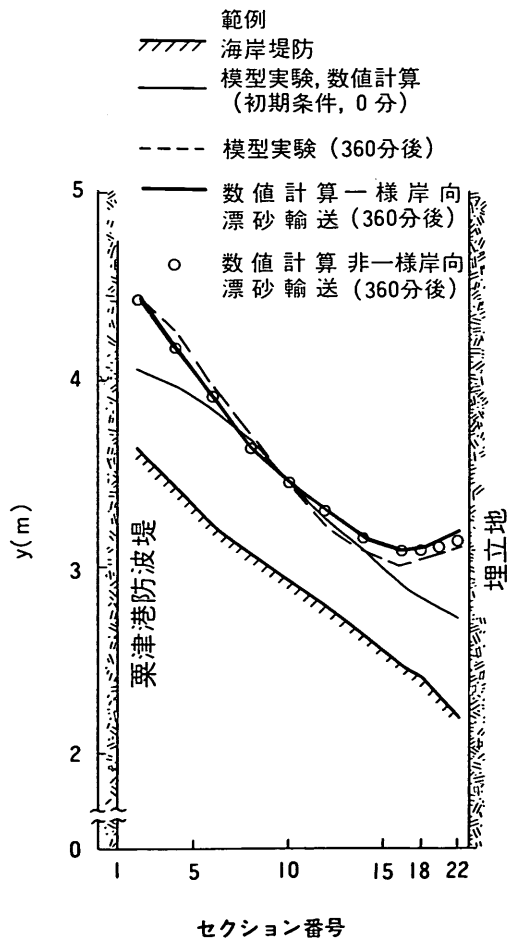


図-26 てい線形状 (平面図, 埋立地栗津港間)

合に同時間後に予測されるてい線である。異った岸向漂砂輸送のパターンを仮定することによる差は、埋立地付近で最も大きくなっているが、それでも 5 cm 以下であり、大きなものではない。したがって後述の計算では、すべて三角形の非一様岸向漂砂分布として計算を行った。B はほとんどの地点、時刻において BH に等しく、護岸の存在は海浜変形にあまり影響を持たなかった。

図-27 には、数値計算によって求められたてい線位置

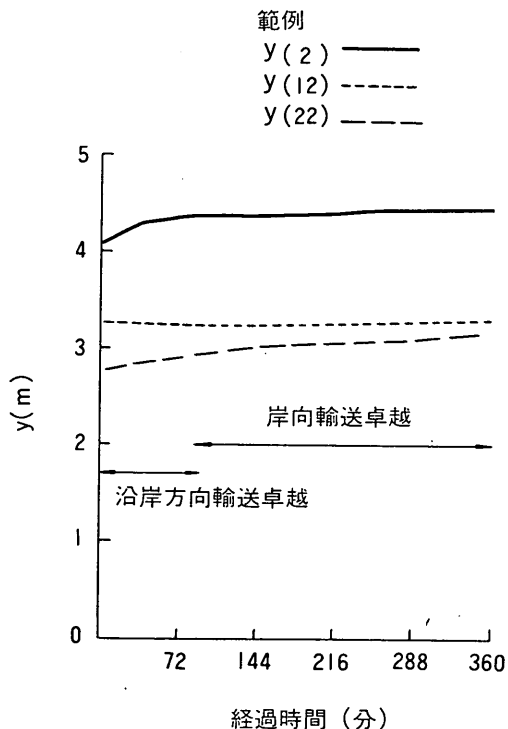


図-27 測点 2, 12, 22 におけるてい線位置の時間変化 (非一様岸向漂砂輸送の場合)

の時間変化が、測点番号 2, 12, 22 の三点について示してある。測点 2 と 22 (それぞれ粟津港防波堤、埋立地近くの点) においては、当初てい線が急速に前進し、約 90 分経過後はてい線は徐々にしか前進していかない。測点 12 (粟津港防波堤と埋立地との中間に位置する) においては、最初てい線が後退するが、90 分後にはこの傾向は逆になり、以後てい線は徐々に前進する。これらのことより、当初 90 分間は沿岸方向の漂砂移動が卓越するが、その後岸向漂砂移動が重要になってくるものと考えられる。

このことをさらに詳細にしらべるために、沿岸漂砂量を示す (48) 式に立ち返って考えてみる。今、(48) 式を

てい線に対して斜め方向から波が入射するためにひきおこされる沿岸漂砂量 $Q(\alpha)$ と、沿岸方向に波高が変化するためにひきおこされる沿岸漂砂量 $Q(\partial H/\partial x)$ とに分けてみる。

$$Q = \frac{0.18}{\gamma_s} (Ec_g)_b \left(\sin 2\alpha_b - 3.24 \frac{\partial H_b}{\partial x} \cot \beta \cos \alpha_b \right) \\ = Q(\alpha) + Q\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)$$

ここに

$$Q(\alpha) = \frac{0.18}{\gamma_s} (Ec_g)_b \sin 2\alpha_b \\ Q\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right) = -\frac{0.58}{\gamma_s} (Ec_g)_b \frac{\partial H_b}{\partial x} \cot \beta \cos \alpha_b$$

この場合、正味の沿岸漂砂量は $Q(\partial H/\partial x)$ と $-Q(\alpha)$ との差となり、平衡状態にある海岸では $Q(\partial H/\partial x)$ と $-Q(\alpha)$ とが等しくなる。図-28 (a), (b) には、沿岸漂砂量を計算した各測点での、0~36 分間および 324~360 分間における平均の $-Q(\alpha)$, $Q(\partial H/\partial x)$ を示す。図中 ○ 印 $-Q(\alpha)$ と × 印 $Q(\partial H/\partial x)$ との差が正味の沿岸漂砂量であり、 $-Q(\alpha)$ が $Q(\partial H/\partial x)$ よりも大きい場合には粟津港の方へ向う沿岸漂砂、小さい場合には埋立地の方へ向う沿岸漂砂となる。埋立地の近くで沿岸方向に波高が顕著に変化する所では、 $Q(\partial H/\partial x)$ が大きくなり、重要な役割を果している。また 324~360 分においては海浜がほぼ平衡状態にあることを反映して、正味の沿岸漂砂量が 0~36 分に比べてずっと小さくなっている。さらに双方とも、正味の沿岸漂砂量は測点 1~9 で粟津港へ向う方向、測点 11~23 において埋立地へ向う方向となっている。

$Q(\partial H/\partial x)$ の効果を調べるために、 $Q(\partial H/\partial x)$ を省略した場合に計算によって得られるてい線を図-29 に示している。図中、太実線は $Q(\partial H/\partial x)$ を考慮した場合、太破線が $Q(\partial H/\partial x)$ を省略した場合に数値計算によって得られるてい線を示している。 $Q(\partial H/\partial x)$ を省略した場合には、埋立地近くの測点番号 14~22 の地域においててい線が凹形の弧状とならず、模型実験によって得られるてい線との一致が悪くなっている。

図-30 では、岸向漂砂輸送を省略した場合に数値計算によって得られるてい線を太破線によって示している。沿岸漂砂量における $Q(\partial H/\partial x)$ の効果は含まれているので、この場合に得られたてい線は、岸向漂砂を考慮した場合におけるてい線 (太実線) とほぼ平行であり、太実線の位置からほぼ全海岸線で一様に後退したような形となっている。

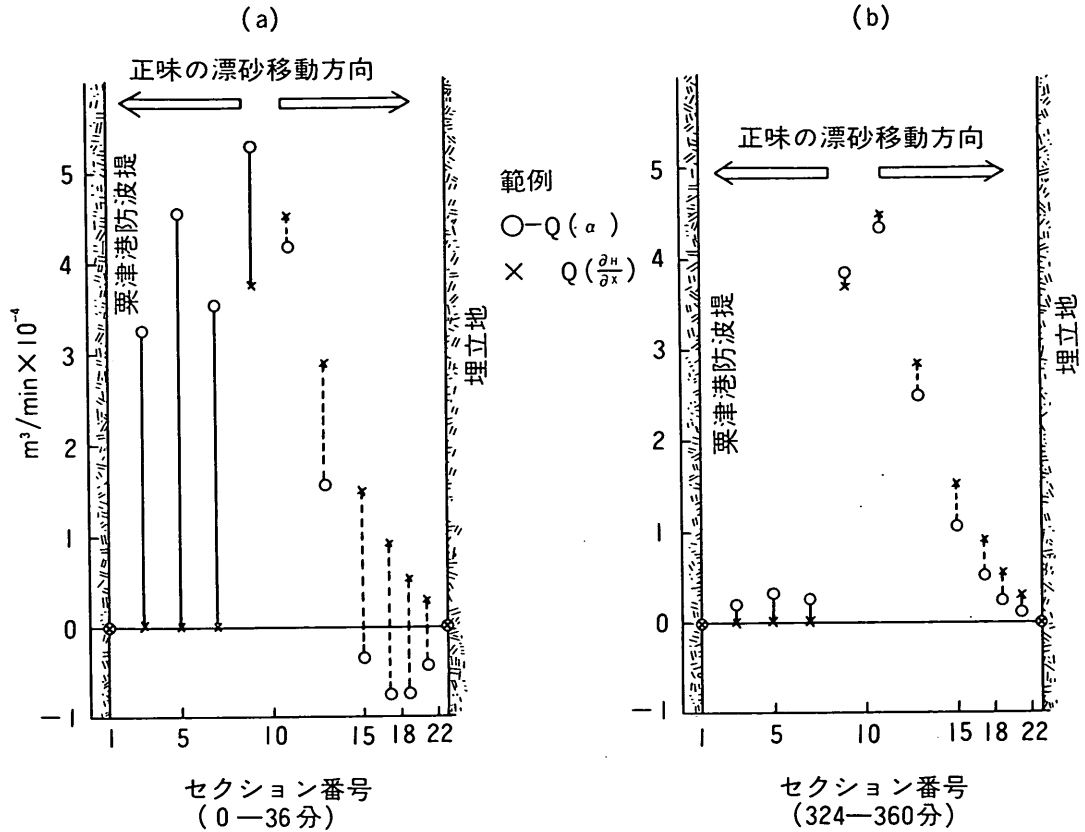


図-28 沿岸漂砂量の構成

図-31 には、図-16 中の A 領域上での波の屈折を無視し、図-23 に破線で示した波向とした場合に数値計算によって得られるてい線の位置が示されている。 $Q(\partial H/\partial x)$ の効果が含まれているにもかかわらず、てい線の方向が模型実験によって得られたてい線の方向と異なり、また埋立地近くでのてい線形状は十分に凹形になっていない。

5.5 海浜変形モデルの今後の課題

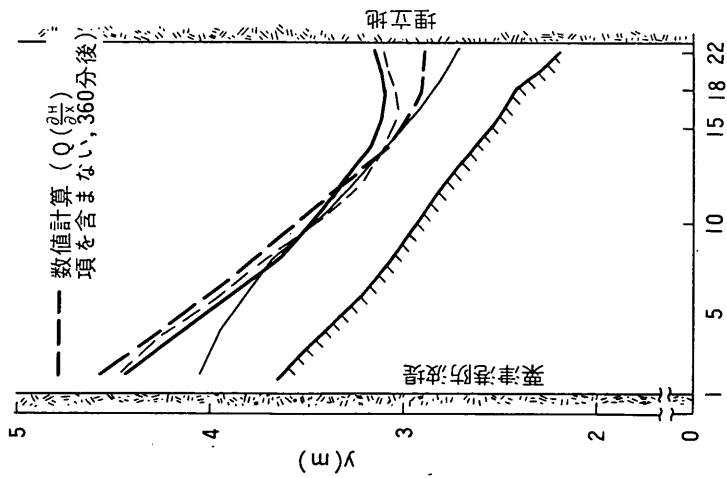
本報告中では、海浜変形モデルは模型実験の結果と比較されたが、現地において海浜変形を予測するのに、このモデルを使用していくためには、現地のデータを用いて、検証していくことが必要である。また、応用にあたって解決すべき種々の問題点を見出すことができた。海浜変形予測の精度に直接かかわってくる問題点は、第一に構造物周辺の海浜流、循環流、質量輸送などによって起ってくる、岸・沖方向漂砂量を予測すること、第二に沖での地形変化によって起ってくる屈折パターンの変

化を予測することである。

これらの問題点を解決し、海浜変形予測の精度を高めていくためにまず考えられることは、現地において起った海浜変形を、このモデルを使って予測した結果と比較して試みることである。それによって、経験的に岸・沖方向漂砂量や、屈折パターンの変化を推定できる可能性がある。移動床模型実験における縮尺効果のために、これらの量は現地と模型とで定性的にも定量的にも異なる可能性がある、その点からも現地のデータを用いた検証が必要である。

またモデルを構成する際に、現在の所あまり良くわかっていない点についても定式化した、それらの点について実証的な研究を行うことも重要である。すなわち、設岸の前には起る海浜変形について、第一に海浜変形が一定のこう配を保って起ると考えた点、第二に浜の高さが平均水面に一致した所で沿岸漂砂量が無視できるとした点、第三に基準となる水面の高さを平均水面にとった点、

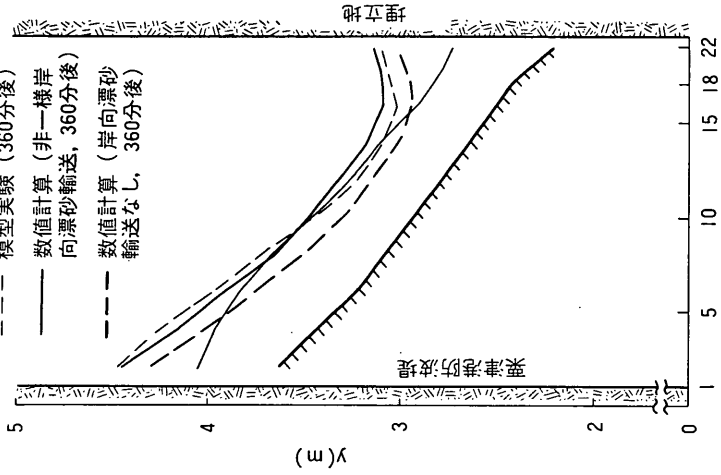
- 範例
- 海岸堤防
 - 模型実験, 数値計算 (初期条件, 0分)
 - - - 模型実験 (360分後)
 - 数値計算 ($Q(\frac{\partial H}{\partial X})$ 項を含む, 360分後)
 - - - 数値計算 ($Q(\frac{\partial H}{\partial X})$ 項を含まない, 360分後)



セクション番号

図-29 てい線形状 (平面図, 埋立地栗津港間)

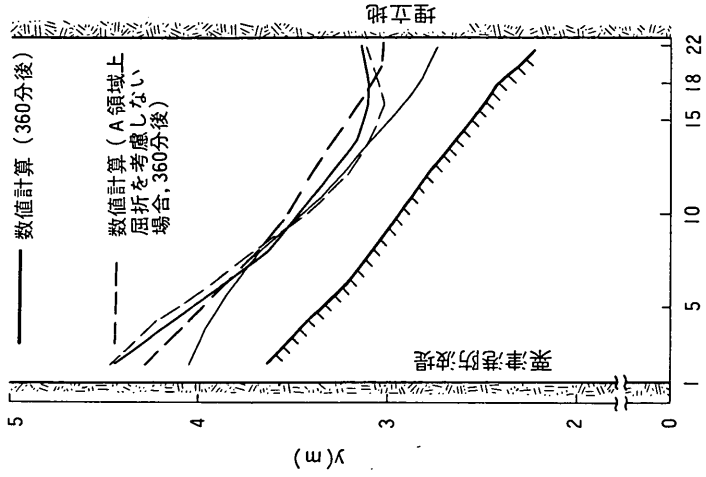
- 範例
- 海岸堤防
 - 模型実験, 数値計算 (初期条件, 0分)
 - - - 模型実験 (360分後)
 - 数値計算 (非一様岸向漂砂輸送, 360分後)
 - - - 数値計算 (岸向漂砂輸送なし, 360分後)



セクション番号

図-30 てい線形状 (平面図, 埋立地栗津港間)

- 範例
- 海岸堤防
 - 模型実験, 数値計算 (初期条件, 0分)
 - - - 模型実験 (360分後)
 - 数値計算 (360分後)
 - - - 数値計算 (A領域上屈折を考慮しない場合, 360分後)



セクション番号

図-31 てい線形状 (平面図, 埋立地栗津港間)

第四に護岸の影響を受けた場合の沿岸漂砂量について、(10)式または(11)式のように定式化した点である。これらの点については、もちろん現地観測してみることが望しいが、とりあえず模型実験によって調べてみることを考えられる。

6. 結 論

本報告における主要な結論は以下のとおりである。

1. 砂浜背後に護岸があり、その護岸が海浜変形に影響を及ぼす場合における海浜変形の数値計算が可能となった。

2. 岸・沖方向の漂砂移動がある場合についても沿岸漂砂の連続式を示した。この場合についても本モデルの適用が可能である。

3. 沿岸方向の波高変化が沿岸漂砂量に及ぼす効果を取り入れた新しい沿岸漂砂量公式を提案した。

4. ここに提案した海浜変形予測モデルは、佐藤らによる徳島空港延長に伴う漂砂模型実験に対して適用され、良好な一致が得られた。この検証過程において、岸・沖方向漂砂輸送の効果と、沖側での地形変化により屈折パターンが変化する効果を、適切に評価することの重要性が指摘された。

謝 辞

本研究は著者のうちの1人(小笹)が、国際協力事業団海外長期研修生として、英国国立水理研究所(Hydraulics Research Station)に留学中に実施したものである。同研究所のW. A. Price, M. W. Owen, J. M. Motykaの各氏からは色々と適切な御助言を賜った。また、港湾技術研究所佐藤昭二次長からは、模型実験に関する資料の提供を受けるなど、色々と御配慮を受けた。以上の各位に対して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) Pelnard-Considère, R.: Essai de Theorie de l'Evolution des Formes de Rivage en Plages de Sable et de Galets. 4th Journees de l'Hydraulique, Les Energies de la Mer, Question III, Rapport No. 1, 1956.
- 2) Price, W. A., Tomlinson, K. W. and Willis, D. H.: Predicting changes in the plan shape of beaches. Proceedings of the 13th Coastal Engineering Conference, 1972.
- 3) Komar, P. D. and Inman, D. L.: Longshore sand transport on beaches. Journal of Geophysical

- Research, 75, No. 30, 1970.
- 4) Bakker, W. T.: The dynamics of a coast with a groyne system. Proceedings of the 11th Conference of Coastal Engineering, Chapter 31, 1968.
- 5) Mehaute, B. L. and Soldate, M.: Mathematical modelling of shoreline evolution. CERC Misc Report No. 77-10, 1977.
- 6) Brampton, A. H. and Motyka, J. M.: 未発表レポート.
- 7) Bakker, W. T.: The influence of longshore variation of the wave height on the littoral current. Study Report WWK71-19, Ministry of Public Works (Rijkswaterstaat), The Hague, The Netherlands.
- 8) Bijker, E. W.: Some considerations about scales for coastal models with movable bed. Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 50, 1967.
- 9) Swart, D. H.: Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 131, p. 211, 1974.
- 10) Jonsson, I. G.: Wave boundary layers and friction factors. Proceedings of the 10th Conference on Coastal Engineering, 1966.
- 11) Longuet-Higgins, M. S.: Longshore currents generated by oblique incident sea waves. 1, Journal of Geophysical Research, 75, No. 33, 1970.
- 12) Longuet-Higgins, M. S. and Stewart, R. W.: Radiation stresses in water waves; a physical discussion, with applications, Deep Sea Research, Vol. 11, pp. 529-562, 1964.
- 13) Motyka, J. M. and Willis, D. H.: Alongshore sediment transport due to variations in wave height. Hydraulics Research Station Notes 17, 1975.
- 14) Komar, P. D.: Beach processes and sedimentation. Prentice-Hall, Inc., p. 211.
- 15) 佐藤昭二, 小笹博昭, 永井紀彦: 徳島空港延長に関する漂砂模型実験, 港湾技術研究所報告, 第17巻, 第1号, 1978.
- 16) Johnson, J. W.: Scale effects in hydraulic model involving wave motion. Transactions, American Geophysical Union, 30, No. 4, 1949.
- 17) 岩垣雄一, 野田英明: 海浜変形に及ぼす Scale Effectの研究, 京大防災研究所年報, 第4号, 1961.
- 18) たとえば, Richtmyer, R. D. and Morton, K. W.: Difference methods for initial-value problems, Second Edition, pp. 12, Interscience, 1967.
- 19) Heath, R. F. W. and Wood, W. L.: Evolution of beach plan due to wave action, Proceedings of international conference on numerical methods in fluid dynamics, Southampton University, 1973.
- 20) 橋本 宏: 陸岸堤による隣接海岸への影響予測モデル, 第21回海岸工学講演会論文集, 1974.
- 21) Ozasa, H. and Brampton, A. H.: Models for

predicting the shoreline evolution of beaches backed by seawalls, Hydraulics Research Station Report IT 191, 1979.

記号一覧表

- A : $\tan \beta$ と f との比であり, Komar は $A=1$ としている。
- B : 護岸が海浜変形に影響を与えている場合の, 浜の長さ
- BH : 波の遡上限界またはバーム頂の高さ
- BB : B を計算途中で一時的におきかえた量
- b : 添字。砕波帯における量であることを示す。
- C_1, C_2, C_3 : Bakker のモデルにてでくる係数
- C_f : Longuet-Higgins が沿岸流の計算において用いた抵抗係数
- c : 入射波の波速
- c_g : 波の群速度
- c_f : Bakker が沿岸流の計算において用いた抵抗係数
- D : 海浜断面の変化が有意である限界の地点の水深。岸・沖方向漂砂輸送がある場合には, 沖の洗掘領域の岸側端における水深。
- E : 波の単位面積当りエネルギー
- f : ダルシー・ワイスバッハの摩擦損失係数
- f_w : Jonsson によって提唱された波運動に対する抵抗係数
- g : 重力加速度
- H : 波高
- h : 水深
- h_1 : Bakker が沿岸流速の計算において用いた, 砕波水深よりわずかに大きい量
- I_t : 単位時間当りに海岸断面を通過する, 沿岸漂砂の水中重量
- K : γ の関数であり, $\gamma=0.8$ とすれば 0.194 となる。
- L : $D+BH$ または $D+B$ に等しい量
- L_w : 波長
- m : Bakker のモデルにおける, 水深の沖方向変化率
- N : Longuet-Higgins が沿岸流速を計算する時に用いた水平方向渦動拡散係数
- n : 基線分割に関するカウンターであり, 奇数番号だけをとる。
- n_w : 群速度と波速との比

- p : Bijker が提唱した定数。Bijker によると, 0.45 と定数である。しかし, Swart によると定数でなく, $\sqrt{f_w/2} \cdot 1/\kappa$ となる。
- Q : 容積表示の沿岸漂砂量
- Q_1 : 第1段階における沿岸漂砂量
- Q_2 : 第2段階における沿岸漂砂量
- QQ : Q を計算途中で一時的におきかえた量
- $Q(\alpha)$: てい線に対して斜め方向から波が入射するためにひきおこされる沿岸漂砂量
- $Q(\partial H/\partial x)$: 沿岸方向に波高が変化するために, ひきおこされる沿岸漂砂量
- q : 海岸の単位延長を通過する岸・沖方向漂砂輸送量。岸向漂砂輸送の場合に正となる。
- R : 海浜変形の第1段階では1となり, 第2段階では B/BH または $\{B \cdot (2D+B)\} / \{BH \cdot (2D+BH)\}$ となる量
- S_{xx} : x 方向に働く, y 方向に平行な断面に直に作用するラディエーション・ストレス
- S_{yy} : y 方向に働く, x 方向に平行な断面に直に作用するラディエーション・ストレス
- S_{xy} : x 方向に働く, x 方向に平行な断面上において作用するラディエーション・ストレス
- T : 経過時間
- T_w : 入射波の周期
- ΔT : 計算のタイムステップ
- t : 計算のタイムステップに関するカウンター
- U_m : 砕波条件下における軌道流速
- u : Bakker が求めた沿岸流速
- V : δx 離れた二つの断面間における砂の体積
- \bar{v} : 平均沿岸流速
- x : てい線とほぼ平行方向にとった基線上の座標
- Δx : 基線の側点間の距離
- y : x 軸に直交する沖向座標軸。またはてい線の位置を示す座標。
- y_w : 基線から護岸までの距離
- yy : y を計算途中で一時的におきかえた量
- y_0 : Bakker が計算に用いたてい線の座標
- y_b : Bakker のモデルにおいて, 砕波点の座標
- y_{st} : Bakker のモデルにおいて, てい線の座標
- α_b : 砕波の波峰線とてい線とのなす角度
- α_x : 砕波の波峰線と基線とのなす角度
- $\alpha\alpha_b$: α_b を計算途中で一時的におきかえた量
- β : 海岸断面の水平方向よりの傾斜角

- γ : 砕波時における波高と水深との比であり、通常 0.8 となる。
 γ_s : 単位体積当りの砂の水中重量
 δ : 波向線と y 軸とのなす角度
 η : 平均水面の位置
 κ : カルマン定数であり、通常 0.4 となる。
 λ : 砂の空げき率
 ρ : 水の密度
 σ : 砂の密度

附録 A. Scripps Equation について

Scripps Equation は次式で示される沿岸漂砂量式であり、Komar および Inman³⁾ によって提案された。

$$Q = \frac{0.385(Ec_g)b}{\gamma_s} \cdot \sin 2\alpha_b \quad (A1)$$

Scripps Equation は従来行われた多くの沿岸漂砂量観測結果に加えて、Komar, Inman が行った El Moreno Beach* と Silver Strand Beach** という性状の異なる二つの海岸での蛍光砂を用いた沿岸漂砂量の測定結果を用いることによって生みだされた。Scripps Equation で計算された沿岸漂砂量は現地および模型において測定された沿岸漂砂量とよく一致するといわれている。また式の特徴の一つは (A1) 式における左、右両辺の次元が一致することである。たとえば SI 単位系を用いると、 E の単位は (kg/s²)、 H は (m)、 g は (m/s²)、 c_g は (m/s)、 ρ は (kg/m³)、 γ_s は (Newton/m³) となり、左右両辺ともに単位は (m³/s) である。

附録 B. 数値計算のタイムステップについて

護岸前面における海浜の幅が十分に広く、海浜変形が護岸の影響を受けず、また沿岸方向に砕波波高および波向が変化しない場合には、数値計算が安定であるためにタイムステップが満たすべき条件が容易に導かれる。この場合 (4), (5), (6) 式は次のようになる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + (D+BH) \frac{\partial y}{\partial T} = 0 \quad (B1)$$

* 合衆国カリフォルニア半島によってしゃへいされた、カリフォルニア湾に面する海岸である。大潮時の潮差は 8.6 m に達し、底質は中央粒径 0.6 mm と比較的粗く、前浜こう配は $\tan \beta = 0.138$ と急である。

** 合衆国サンジェゴ近くの太平洋に面した海岸である。底質は中央粒径 0.175 mm と細かく、前浜こう配は $\tan \beta = 0.034$ と緩やかである。エネルギーの大きいうねりが卓越する。

$$Q = \frac{0.385(Ec_g)b}{\gamma_s} \sin 2\alpha_b \quad (B2)$$

$$\alpha_b = \alpha_x - \tan^{-1} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (B3)$$

$\partial H_b / \partial x = \partial \alpha_x / \partial x = 0$ とすると、(B1)~(B3) 式より Q を消去して次式が得られる。

$$\frac{\partial y}{\partial T} = \left\{ \frac{1}{D+BH} \cdot \frac{0.77(Ec_g)b}{\gamma_s} \cdot \cos 2\alpha_b \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)^2} \right\} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (B4)$$

上式は非線形な放物型の式 (拡散方程式) であり、Explicit な差分法で解く場合に数値計算が安定であるためには、タイムステップは次式で与えられる条件を満たす必要がある¹⁸⁾。

$$\Delta t \leq \frac{1}{2} (\Delta x)^2 \cdot \left\{ \frac{1}{D+BH} \cdot \frac{0.77(Ec_g)b}{\gamma_s} \cdot \cos 2\alpha_b \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)^2} \right\} \quad (B5)$$

徳島空港海上埋立延長に関する漂砂模型実験の場合、上式右辺の各量はおおよそ次のようになる。

$$D = 0.12 \text{ m}$$

$$BH = 0.05 \text{ m}$$

$$\Delta x = 0.5 \text{ m}$$

$$H = 0.05 \text{ m}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 = 3.1 \text{ kg/s}^2$$

$$h \text{ (水深)} = 0.06 \text{ m}$$

$$T_w \text{ (波の周期)} = 1.41 \text{ s}$$

$$c \text{ (波速)} = 0.75 \text{ m/s}$$

$$L_w \text{ (波長)} = 0.96 \text{ m}$$

$$n_w \text{ (群速度と波速との比)}$$

$$= \frac{1}{2} \{ 1 + (4\pi h / L_w) / \sinh(4\pi h / L_w) \}$$

$$= 0.95$$

$$c_g \text{ (群速度)} = 0.71 \text{ m/s}$$

$$\sigma \text{ (砂の密度)} = 2650 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda \text{ (砂の空げき率)} = 0.32$$

$$\gamma_s = (\sigma - \rho)(1 - \lambda)g$$

$$= 11000 \text{ N/m}^3$$

$$\alpha_b = -15^\circ$$

$$\cos 2\alpha_b = 0.87$$

$$\partial y / \partial x = 0.15$$

上式に示した諸量を (B5) 式右辺に代入すると、右辺は 162 秒となり、それ以下にタイムステップをとると数値計算は安定である。

また (B4) 式において $\cos 2\alpha_b < 0$ の時には、計算された海岸地形中の微小な変動が減衰せず、解は不安定となる¹⁹⁾。

てい線の沿岸方向変化率 $\partial y / \partial x$ および波峰線と基線とのなす角 α_x が小さい場合には、(B3) 式は次式のようにになる。

$$\sin 2\alpha_b = 2 \tan \alpha_x - 2 \frac{\partial y}{\partial x} \quad (B6)$$

(B6) 式は橋本²⁰⁾が海浜変形の数値計算を行った時に用いた式であり、この場合には (B4) 式にかわるものとして次式が得られる。

$$\frac{\partial y}{\partial T} = \frac{1}{D+BH} \frac{0.77(Ec_g)_b}{\gamma_s} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (B7)$$

(B7) 式中の係数 $\{0.77(Ec_g)_b\} / \{\gamma_s \cdot (D+BH)\}$ は常に正であり、拡散方程式中の係数が負になることに伴う不安定は、生じない。

附録 C. $\tan \beta / f = \text{一定}$ に関する Komar の計算

Longuet-Higgins¹¹⁾ は、沿岸流速を計算し、次式を得ている。

$$\langle u \rangle = \left(\frac{h}{h_b} \right) \times \begin{cases} v_0 & h < h_b \\ 0 & h > h_b \end{cases} \quad (C1)$$

$$v_0 = \frac{5}{16} \pi \frac{\gamma}{C_f} (gh_b)^{1/2} \tan \beta \sin \alpha_b$$

ここに C_f は抵抗係数である。したがって砕波帯内における平均の沿岸流速は次式のようにになる。

$$\bar{V} = \frac{\int_{h=h_b}^{h=0} h \langle u \rangle dy}{\int_{h=h_b}^{h=0} h dy}$$

$$= \frac{2}{3} v_0$$

$$= \frac{5\pi}{24} \frac{\gamma}{C_f} \sqrt{gh_b} \tan \beta \sin \alpha_b$$

$$\propto U_m \frac{\tan \beta}{C_f} \sin \alpha_b \quad (C2)$$

Komar および Inman⁹⁾ は、(42) 式と Scripps Equation とが等しくなることから、砕波帯内における平均の沿岸流速として次式を得ている。

$$\bar{V} = 2.7 U_m \sin \alpha_b \quad (C3)$$

(C2) 式と (C3) 式とは等しくなるはずである。したがって $\frac{\tan \beta}{C_f} = \text{一定}$ となる¹⁴⁾。 C_f と f は比例するから、

$$\frac{\tan \beta}{f} = \text{一定}$$

$$= A \quad (C4)$$