

海浜地形と外力の動的応答関係について

ON THE DYNAMIC RESPONSE OF SHORE PROFILE TO
WAVE CHARACTERISTICS

橋 本 宏*・宇 多 高明**

By Hiroshi HASHIMOTO and Takaaki UDA

1. ま え が き

近年、河川からの流出土砂量の減少や、海岸における大規模海岸構造物の建設などの影響によって全国各地で海岸侵食が問題となっており、このため漂砂現象を解明することの重要性は以前にも増して高まっている。

漂砂現象の解明のためには、外力とこれに対応する海浜地形変化を調べる必要があるが、現地海岸においては砕波帯付近の海浜地形は外力の変動とともに刻々その姿を変えており、このため地形変化の解析にはその動的特性を明らかにすることに重点が置かれなければならないであろう。

しかしながら、漂砂現象に関してはその相似則が確立していないために実験的解明に限界があり、このため現地データの蓄積が望まれている。

著者らはこの見地より、茨城県の阿字ヶ浦にある漂砂観測用栈橋を用いて1975年6月より毎週1回の総合的漂砂観測¹⁾²⁾を実施してきた。また、この観測データを用いて外力と海浜地形変化の相互関係について論じた³⁾。これによって、阿字ヶ浦では沿岸漂砂による地形変化が波向変化に対して約12週間の位相遅れを有することが明らかになったが、その原因については明らかにすることができなかった。また岸沖漂砂による地形変化に関する検討も十分ではなかった。

本論文は、まず以上の問題点を明らかにしようとするものであり、前者の位相遅れの問題については理論的に検討を加えた。この結果、この位相遅れは波向が周期的に変化する場において、漂砂移動が阻止される岬付近で発生し、沿岸方向に伝播する性質を持ったサンドウエーブによるものであることが明らかになった。また後者の点については、基準点より汀線までの距離、前浜勾配、

平均海底勾配等の海浜の特性量と外力との関係を調べた結果、これらが統一的に論じ得るためには波浪の変化とはほぼ同時に発生する岸沖漂砂以外に、波浪の時間的変化率に依存し、これと約16週間の位相遅れを持って生ずる岸沖漂砂が存在する可能性があることが明らかになった。

一方、沿岸漂砂量の分布形、特に岸沖分布に関する検討も重要な問題である。Thornton⁴⁾は、漂砂量が波のエネルギー逸散量と沿岸流流速の積として与えられるものとしてその岸沖分布を求め、また樫木・出口⁵⁾は波と流れの合成摩擦力と沿岸流流速より岸沖分布を定めた。さらに土屋・安田⁶⁾は土屋・河田⁷⁾らの飛砂・流砂量則を用いて漂砂量分布を算定した。これらの結果は、いずれも砕波点と沿岸流流速が極大となる位置の間で漂砂量が極大値をとることを示しているが、実験あるいは現地データとの検証は十分行われていない。このためここでは著者ら⁸⁾が提案した経験的海浜変形モデルを用いて沿岸漂砂量の近似的岸沖分布を求め、この値と理論値との比較を行うことにした。

2. 海浜における特性長の時系列特性

漂砂による地形変化については、経験的海浜変形モデルを用いた解析⁹⁾によって沿岸漂砂による地形変化は汀線長^{注1)}によって、また岸沖漂砂による地形変化は代表的等深線間の水平距離の変化によって相当良好に表現し得ることが明らかにされたが、本論文ではまず汀線長および等深線長^{注2)}の変化について解析し、沿岸漂砂による地形変化の特性を調べることにする。

等深線長としては基準点より地盤高(h)がT.P. 2.0、

注1) 基準点より汀線までの岸沖方向距離を「汀線長」とよぶ。

2) 基準点より代表的等深線までの岸沖方向距離を「等深線長」とよぶことにする。ただし水深0mまでの距離は特に汀線長とよんで区別する。

* 正会員 建設省土木研究所海岸研究室長

** 正会員 工修 建設省土木研究所海岸研究室

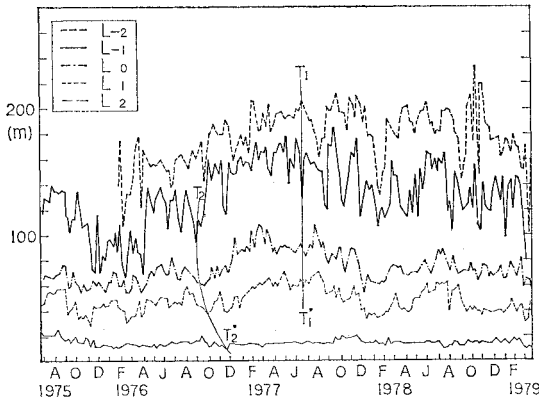


図-1 汀線長と等深線長の経時変化

1.0, -1.0, -2.0 m となる地点までの距離 (L_h) を選び、その経時変化を汀線長 (L_0) とともに図-1 に示した。図-1 には 1975 年 6 月より 1979 年 3 月まで約 4 年間のデータが示されている。波が到達することが少ない地点を代表する L_2 の変化を除けば、いずれも相似な形をした変化となっている。またその変化を細かに調べると、たとえば図中 T_1-T_1' で示されるように、1977 年 6 月に L_{-1} が急激に減少したとき、 L_0, L_{-2} がともに増加するというタイプの地形変化が存在する。また曲線 T_2-T_2' で示されたように、 L_{-1} 付近で発生した地形変化が岸方向に伝播するという波動性を持った現象も存在している。なお、 L_{-1} において 9 月初めに発生した変化は、11 月末に L_2 に到達しており、この間約 12 週間のうちに沖から岸方向へ約 86 m 進行したことから平均速度を計算すると、約 4.3 cm/h となっている。

このような波動性を持った現象の存在は興味ある問題と考えられるために、 L_0 を基準として L_h との位相関係を相互共分散法を用いて調べることにした。図-2 は L_0 と L_h の相互相関係数を示している。ただし相互相関係数は式 (1) で定義した。

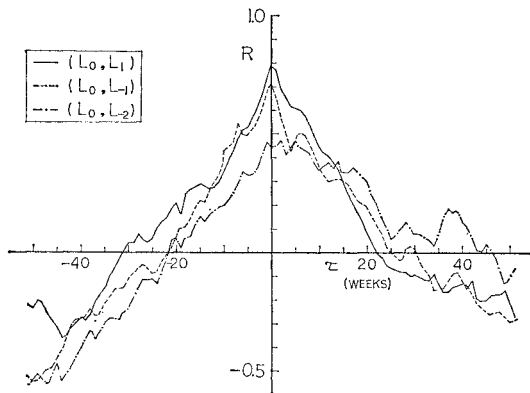


図-2 L_0 に対する L_h の相互相関係数

$$R(\tau) = C_{yx}(\tau) / \sigma_x \sigma_y \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $C_{yx}(\tau)$ は共分散関数であり、式 (2) で定義される。また、 σ_x, σ_y は変数 x, y の標準偏差である。

$$C_{yx}(\tau) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{s=1}^N \{y(s+\tau) - m_y\} \{x(s) - m_x\} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 m_x, m_y は変数 x, y の平均値である。なお図-2 では変数 x として L_0 を、変数 y として L_h を用い、変数 x, y の相関係数を (x, y) と表示してある。 (L_0, L_1) は $\tau=0$ において $R=0.78$ という高い相関係数を有するが、たとえば $R \geq 0.5$ という比較的高い相関係数の大きい範囲で比較すると、 $\tau > 0$ の範囲で高相関が持続する傾向がある。 L_0 と L_1 の変化が同一時刻に生ずるのであれば、 $R(\tau)$ は対称形になるはずであり、 $\tau > 0$ で R が大ということは L_0 に対して L_1 が位相遅れを有することを示している。これは図-1 で示した碎波帯より岸向きに伝播する波動性を有する地形変化の存在を裏付けているものと考えられる。

次に (L_0, L_{-1}) は τ の正負についてほぼ対称形であり、両者の間には同位相の現象が卓越していることを示している。また、 (L_0, L_{-2}) は $\tau > 0$ において再び高相関となり、 $R(\tau)$ の最大値は $\tau=5$ 週において発生している。これは、T.P. -1m 付近に発生した地形変化が、水深の大きい方へと伝播することを示している。

図-1 に示した汀線長および等深線長の経時変化に関しては、ほぼ相似な形をした変化が卓越していたが、このような地形変化は主に沿岸漂砂によるものと考えられたために、経験的固有関数展開法による解析結果⁴⁾と比較検討することにした。

固有関数は生データより平均地形 (\bar{h}) を差し引いた変動量を用いて計算されており、固有関数 e_n 、時間関数 C_n を用いて式 (3) のように定義された。ただし、 y は基準点からの岸沖方向距離とする。

$$h(y, t) = \bar{h}(y) + \sum_{k=1}^n C_k(t) \cdot e_k(y) \dots\dots\dots (3)$$

なお、生データより平均地形を差し引いて求めた変動量を用いて固有関数展開を行ったのは次の理由による。すなわち、深浅測量は移動限界水深を十分包含する範囲までは行われていないため、生のデータを用いた計算では沖合の端末点付近の地形変動が海底勾配の変化として計算されてしまい、変動量を精度良く表示できないこと、また、栈橋の橋脚の周りには局所洗掘が存在するが、平均洗掘形状を差し引くことによって、地形変動に及ぼす局所洗掘の影響を小さくしておくためである。

さて、図-3 は式 (3) によって求められた関数 $e_n(y)$ の形状を、また、図-4 は時間関数 $C_n(t)$ の 5 週間の移動平均値 $\bar{C}_n(t)$ を示している。ただし、図-3 には平均地形 (\bar{h}) も示されている。また図-3 における楔

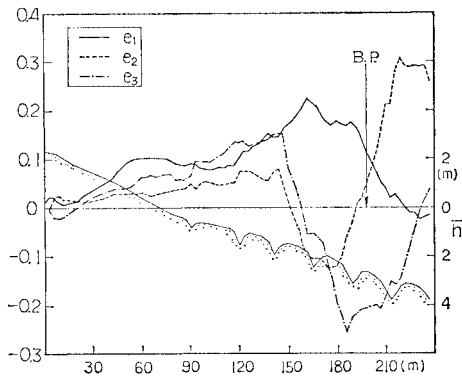


図-3 固有関数 e_1, e_2, e_3 の岸沖分布

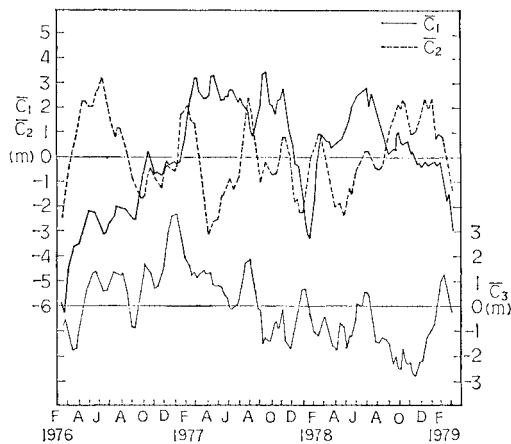


図-4 時間関数の移動平均値 $\bar{C}_1, \bar{C}_2, \bar{C}_3$ の経時変化

状の地形は橋脚の局所洗掘を表わしている。この局所洗掘については、岸側および沖側に洗掘深のそれぞれ約10倍の範囲まで影響が及んでいる¹⁰⁾が、その規模は海浜全体のスケールに比較すれば小さく、また洗掘深はその地点の水深によって主に規定され、このため海浜の全体的地形変化の結果として洗掘量が変化することが明らかにされている¹⁰⁾。このことから固有関数展開においては、洗掘による変動成分は海浜の全体的変化を示す項よりも高次の項として現われるものと考えられた。

ところで、図-1に示された L_h の変化は図-4の太い実線で示された \bar{C}_1 と L_2 を除き良い対応を示している。 \bar{C}_1 との相関係数は、 $L_2, L_1, L_0, L_{-1}, L_{-2}$ の順に 0.24, 0.66, 0.69, 0.71, 0.76 となり、最大の相関係数は L_{-2} の場合に得られる。また、これらに共通した変化の特徴としては、1976年2月より1977年2月までもに値が増加したあと、1978年1月頃まで減少し、その後再び増加する傾向である。関数 e_1 は図-3に示したように、海浜のほぼ全域で正であるから、これによる地形変化は位置によらずほぼ相似な形をしており、また関数 e_1 は T.P. -2m 付近で極大値を有するために、

これに時間関数 C_1 を乗じたときこの付近で最も大きい地形変化が現われることになる。

一方、固有関数 e_i および時間関数は主に沿岸漂砂による地形変化を表わしているといえるために、汀線長および等深線長の経時変化の特徴は沿岸漂砂による地形変化に対応していると考えられる。

したがって、時間関数 $\bar{C}_1(t)$ と汀線長および等深線長は相当良好な相関関係を有することが期待されるので、これらの間の関係を経験的に定めることにした。ただし、地形変化の扱いをより一般化して議論するために、 $\bar{C}_1(t)$ と L_h との直接的関係ではなく、海浜断面積の変化量と汀線長および等深線長との関係に次の方法で変換した。まず、沿岸漂砂による地盤変動高 h' は、

$$h'(y, t) = \bar{C}_1(t) \cdot e_1(y) \dots \dots \dots (4)$$

と表わされるので、式(4)の両辺を y について積分すると断面積の変化量 A が定義される。

$$A(t) = \int_0^\infty h'(y, t) dy = \bar{C}_1(t) \cdot \int_0^\infty e_1(y) dy \dots \dots \dots (5)$$

式(5)の右辺の積分項は図-3に示した $e_1(y)$ を $0 \sim \infty$ の範囲で積分したものである。ただし、 $e_1(y)$ の $y \geq 240$ m の領域における関数形は与えられていないので、そのまま積分することはできないが、 $y \sim 240$ m 付近では e_1 はほぼ単調に零に漸近していることから、式(5)の積分値を変域 $0 \leq y \leq 240$ m における $e_1(y)$ の積分値によって近似することになると、式(5)の積分値は 22.0 m と与えられる。

図-5~8はこのようにして求められた断面積変化量と汀線長・等深線長との関係を示したものであり、T.P. 1m より T.P. -2m まで 1m おきの等深線長および汀線長と断面積変化量との関係が示されている。主成分分析によれば、断面積変化量と汀線長・等深線長との間には図中実線で示されるように次の関係が成立する。

$$A = -250 + 5.00 L_1 \dots \dots \dots (6)$$

$$A = -346 + 4.55 L_0 \dots \dots \dots (7)$$

$$A = -300 + 2.20 L_{-1} \dots \dots \dots (8)$$

$$A = -438 + 2.46 L_{-2} \dots \dots \dots (9)$$

ただし、標準偏差を求めると、 L_1 より L_{-2} の順に 42.3, 42.6, 35.0, 33.5 (m^2) となり、岸より沖方向に標準偏差は次第に小さくなっている。以上の関係式は汀線変化モデル (one-line theory) を用いて海浜地形変化を解析する場合、断面積の変化量と汀線長の変化とを関連付けて地形変化の代表高さ h を求める際の関係式¹¹⁾ と同一であり、このとき代表的等深線の選択によって代表高さ h がいかに変化するかを示している。すなわち、沿岸漂砂による地形変化の岸沖分布 e_1 は図-3に示されているが、関数 e_1 に係数 C_1 を乗ずることによって

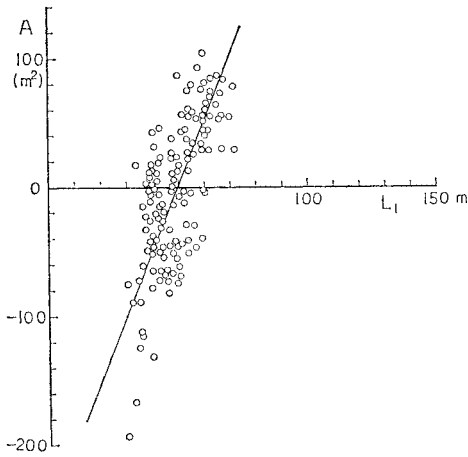


図-5 断面積 A と L_1 の関係

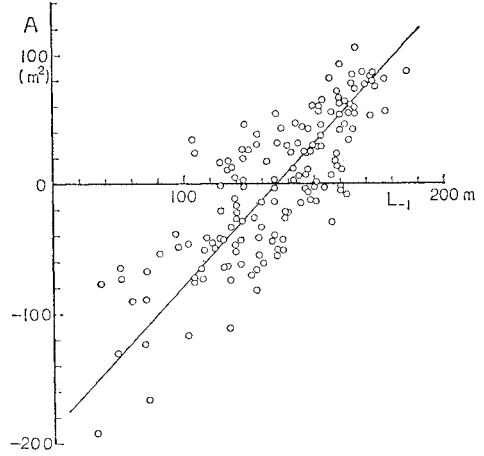


図-7 断面積 A と L_{-1} の関係

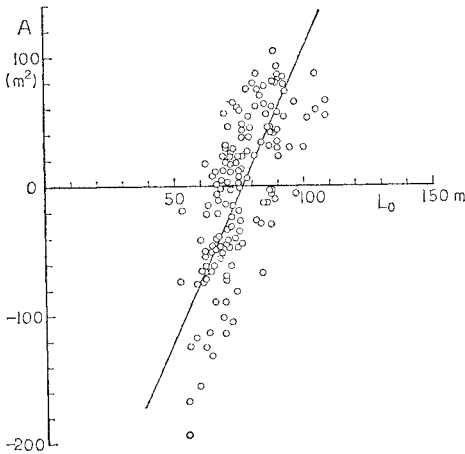


図-6 断面積 A と L_0 の関係

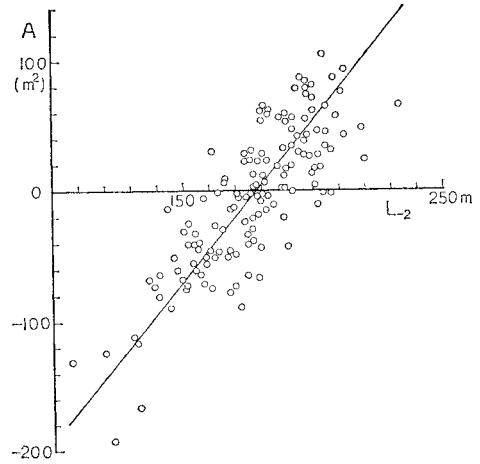


図-8 断面積 A と L_{-2} の関係

示された断面積の変化量を、水平距離と鉛直高さの積として表示する場合、等深線長の変化の激しい L_{-1} 付近で代表高さは 2.20 m と小さく、逆に L_0, L_1 と陸側になるにつれて代表高さは 4.55 m, 5.00 m と大きくなり、また T.P. -2 m の変化を示す L_{-2} の場合はその変化量が減少するために代表高さは再び 2.46 m と大きくなることがわかる。

ただし、関数 e_1 と C_1 の積によって表示される地形変化は、平均形状に重なった鉛直方向の変位であり、この変位を等深線長などの水平変位に変換するための関係式は線形ではないから、関数 e_1 の値と汀線・等深線長 (L_h) の間には厳密な意味では比例関係は成立しないが、平均的に見れば両者の間にはほぼ比例関係が成立しよう。一方、断面積の変化量は式 (6)~(9) によって代表高さと L_h の変化量の積として与えられ、代表高さが小さいところほど L_h の変化は大きい。以上の点より、関数 e_1 の値と代表高さ h はほぼ反比例するといえよ

表-1 固有関数と地形変化の代表高さの関係

地盤高 (m)	e_1	代表高 h (m)	$e_1/(e_1)_0$	$(h)_0/h$
1.0	0.073	5.00	0.72	0.91
0.0	0.102	4.55	1.00	1.00
-1.0	0.137	2.20	1.34	2.07
-2.0	0.180	2.46	1.76	1.85

う。表-1 は地盤高が 1.0, 0.0, -1.0, -2.0 m となる点の e_1 の値を用い、地盤高 0.0 m の値を基準としたときの 2 地点間の e_1 の比と代表高さの逆数の比が示されている。両者はほぼ対応関係を有するが、地盤高 -1.0 m の場合は代表高さの逆数の比が他の値と比較して大きくなっている。これは鉛直変位を水平変位に変換する場合の非線形性によると考えられる。

3. 沿岸漂砂による地形変化に関する理論的検討

前節で汀線長・等深線長の時間的变化は、時間関数

\bar{C}_1 と良好に対応していることが明らかにされたが、時間関数 \bar{C}_1 は波向の変化と約 12 週間の位相遅れを有しており、したがって、汀線長・等深線長の変化と外力との関係を明らかにするためには、 \bar{C}_1 と波向 ($\bar{\theta}$) との位相遅れの原因を明確にする必要がある。

このような位相遅れの原因としては、波向との関連性によって主に沿岸漂砂によってもたらされたものと考えられる。沿岸漂砂量は波高と波向によってその大きさと方向が決定されるが、沿岸方向に一樣で岬などの障害物のない海岸であれば、波向や波高が変化しても地形変化は何ら生じない。しかしながら、阿字ヶ浦では南端に岬があり、その点で沿岸漂砂の移動が阻止されるため、漂砂の南・北方向への移動によって顕著な堆積・侵食や位相差が生じたものと考えられた。

このような現象をモデル化する場合、現象が岸沖方向で極端に変化するものではないことを考慮すると、一次的取扱いによってモデル化され得ると考えられた。このため解析は次の式 (10)、(11) で表わされた一次元モデル¹¹⁾を用いて行うことにした。

$$\frac{\partial q}{\partial x} + h \frac{\partial y^*}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (10)$$

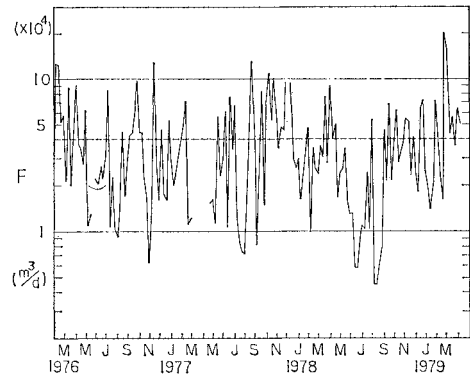
$$q = F \left(-\frac{\partial y^*}{\partial x} + \tan \theta \right) \dots\dots\dots (11)$$

ただし、座標系は沿岸方向に x 軸をとり、汀線長を y^* 、沿岸漂砂量を q 、地形変化の代表高さを h 、波向を θ としている。また係数 F は、漂砂量式として Savage 公式¹²⁾を用いれば次式のように表わされる。

$$F = \frac{w}{8} \cdot (H^2 C_g)_0 \cdot K_r^2 \cdot \alpha \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 w は海水の単位体積重量、 $(H^2 C_g)_0$ は深海における波高の 2 乗と群速度の積、 K_r は屈折係数、 α は Savage 係数であり、 $\alpha = 0.217 \text{ m}^3/\text{t}$ と与えられる。

ところで、波浪は時間的に変化するものであるために、まず最初に係数 F の変化について調べることにした。波高は阿字ヶ浦より約 50 km 南に位置する鹿島港で測定が行われている。この測定は水深 20 m の地点で行われているが、エネルギー保存則を利用すれば、式 (12) に示された深海における波高の 2 乗と群速度の積は、水深 20 m 地点での値に置き換えることができる。また、沖浜の等深線がほぼ平行であると仮定されるとすれば、式 (12) の K_r はほぼ 1 と近似可能であろう。以上の仮定のもとに鹿島港における係数 F を算定した。一方、波高の場所的比較によれば、鹿島港の波高を阿字ヶ浦における代表波として利用することが可能である⁴⁾。これらの点より鹿島港で算定された F 値がほぼ阿字ヶ浦にも適用され得ると考えられた。ただし、阿字ヶ浦においても沖浜における等深線がほぼ平行であると仮定されなければならない。



図—9 係数 F の経時変化

図—9 は鹿島港における日平均有義波高の週平均値を用いて算定された F の経時変化を示している。例年夏期の 7、8 月頃には F は $10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m} \cdot \text{d}$ 程度となるが、秋や春の時期にはその 10 倍以上に達することがある。また全期間の平均値は図中破線で示されるように、 $\bar{F} = 3.97 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m} \cdot \text{d}$ である。

図—9 は F の変動が相当大きいことを示しているが、解析においては、現象の本質を失わずに計算を単純化するために F は定数とおくことにした。この理由として F は符号が変化することなく、 $\bar{F} = 3.97 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m} \cdot \text{d}$ の周りで変動するのに対して、波向 θ は前報⁹⁾で示したように、符号が正負に変化し、したがって式 (11) に決定的な影響を与えたと考えられたためである。

次に境界条件は次式で与えられる。

$$\frac{\partial y^*}{\partial x} = \theta \text{ at } x=0 \dots\dots\dots (13)$$

$$y^* \rightarrow 0 \text{ at } x \rightarrow \infty \dots\dots\dots (14)$$

ただし、波向 θ は小さいために、式 (13) では $\tan \theta \sim \theta$ と近似している。また波向 θ はすでに明らかにした⁹⁾ように、約 1 年の周期性を有するために、

$$\theta(x, t) = \bar{\theta}(x) + \theta_0 \cos \omega t \dots\dots\dots (15)$$

とおくことができる。式 (15) の右辺第 1 項は定常成分であり、汀線の平均的沿岸方向勾配を与える。

さて、式 (11) を式 (10) へ代入すると、次の拡散方程式が得られる。

$$\frac{\partial y^*}{\partial t} = k^2 \frac{\partial^2 y^*}{\partial x^2} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 $k^2 = F/h$ である。境界条件 (13)、(14) を満足し式 (16) に従う関数 y^* の解は Bakker¹³⁾ が 1 つの嵐の期間に突堤の周辺でいかなる汀線変化が生ずるかを解析した結果と基本的には同一である。しかしながら、Bakker の解^{13)、14)}には位相角 $\pi/4$ が欠如するという誤りがあること、および方程式の基本形は同一であるが、時間スケールがまったく異なった現象を対象としているという 2 点より、ここでは基礎方程式より検討を加えることにし

た。

まず、式 (16) の Laplace 変換をとり、初期および境界条件を満足するように解を求めると、 s を複素パラメーターとしたとき、

$$\bar{y}^*(x, s) = -\frac{k\sqrt{s}\theta_0}{s^2 + \omega^2} \cdot e^{-\frac{\sqrt{s}}{k}x} \dots\dots\dots(17)$$

となるが、これを逆変換すると解は、

$$y^*(x, t) = -k\theta_0 \int_0^t \frac{1}{\sqrt{\pi(t-\tau)^{1/2}}} \cdot \exp\left\{-\frac{x^2}{4k^2(t-\tau)}\right\} \cdot \cos \omega\tau d\tau \dots\dots\dots(18)$$

と得られる。さらに $\eta = (t-\tau)^{1/2}$ とおいて式 (18) を変形すると、

$$y^*(x, t) = -\frac{2k\theta_0}{\sqrt{\pi}} e^{i\omega t} \cdot \int_0^{\sqrt{t}} \exp\left\{-i\omega\left(\eta^2 + \frac{x^2}{4i\omega k^2} \cdot \frac{1}{\eta^2}\right)\right\} d\eta \dots\dots\dots(19)$$

となる。式 (19) は t が十分大きいときには、

$$y^*(x, t) \rightarrow -\frac{2k\theta_0}{\sqrt{\pi}} e^{i\omega t} \cdot \int_0^{\infty} \exp\left\{-i\omega\left(\eta^2 + \frac{x^2}{4i\omega k^2} \cdot \frac{1}{\eta^2}\right)\right\} d\eta \dots\dots\dots(20)$$

となるので、式 (20) を積分公式¹⁵⁾を用いて変形すると、最終的に解は式 (21) または式 (22) のようになる。

$$y^*(x, t) = -\frac{k\theta_0}{\sqrt{\omega}} e^{-\frac{\sqrt{\omega}x}{\sqrt{2}k}} \cos\left(\omega t - \frac{\sqrt{\omega}x}{\sqrt{2}k} - \frac{\pi}{4}\right) \dots\dots\dots(21)$$

$$= -\theta_0 \sqrt{\frac{F}{\omega h}} e^{-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}}x} \cdot \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega h}{2F}}x - \frac{\pi}{4}\right) \dots\dots\dots(22)$$

式 (22) は Bakker の解と同型であるが³⁾、Bakker の解は位相角 $\pi/4$ が落ちている。なお汀線変化の位相速度は式 (23) で定義される。

$$V = \sqrt{2F\omega/h} \dots\dots\dots(23)$$

式 (22) で定義された汀線長の変化は、沿岸方向には振幅が指数関数的に減少し、また $x=0$ より沿岸方向に現象が位相速度 V で伝播するいわばサンドウエーブの特性を示している。

次に、解の妥当性を調べるために、実測値との比較を行うことにした。まず、波向は1年周期の変動が卓越しているので、周期を $T=365$ 日とおけば、 $\omega=0.0171$

rad/d となり、また振幅はほぼ $\theta_0 \sim 0.13$ rad 程度とすることができる⁴⁾。地形変化の代表高さ h は式 (7) より 4.55 m と得られる。また係数 F は、平均値として $3.97 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}\cdot\text{d}$ とおくことができるから、以上の値を式 (22) へ代入すると、

$$y^*(x, t) = -92.5 \cdot e^{-9.9 \times 10^{-4}x} \cdot \cos(0.0171t - 9.9 \times 10^{-4}x - \pi/4) \dots\dots\dots(24)$$

となる。また位相速度は $V=17.3$ m/d となる。

まず最初に波向と地形変化との間の位相遅れを求めることにする。ある場所における汀線変化と波向変化の間の位相遅れ δ は、

$$\delta = \sqrt{\frac{\omega h}{2F}}x + \pi/4 = 9.9 \times 10^{-4}x + \pi/4 \dots\dots\dots(25)$$

と定義されるから、棧橋位置を $x=1000$ m とおけば、 $\delta=14.7$ 週間となる。この値は測定値の約 12 週間より長い、データの変動性を考慮すればほぼ妥当な結果といえよう。

汀線変化の振幅は式 (24) によると、 $x=0$ 地点では 92.5 m、棧橋地点では 34.3 m となる。阿字ヶ浦では年 1 回平面的深淺測量が行われているが、 $x=0$ 付近においてはこのように大きな変化は生じておらず、解の適用性に問題が残る。この理由として、理論解は波の回折効果が無視されていることが要因と考えられよう。また棧橋位置での汀線変化の振幅は、図-6 によると約 30 m 程度となっており、両者の値はほぼ一致している。しかしながら、阿字ヶ浦海岸全域の汀線変化を時間的に細かく測定することは困難であったために、振幅についてさらに厳密な比較を行うことはできなかった。

次に位相速度に関しては、汀線付近において棧橋と直角方向に行われた測量結果と比較することができる。図-10 は、前報⁴⁾の結果を改めて図示したものであり、1977 年 12 月より 1978 年 8 月までの期間における棧橋を中心として南北 100 m 区間の地盤高の変化の時空間

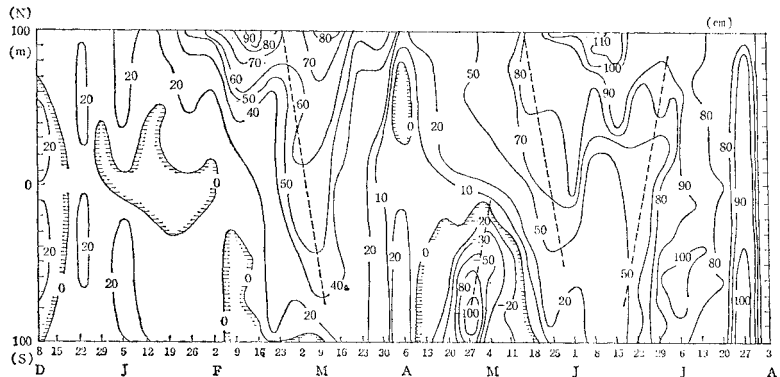


図-10 沿岸方向地形変化の時空間曲線⁴⁾

分布を示している。図中、等高線が斜めに次第に広がり
を示す部分は地形変化が沿岸方向に伝播していること
を示すが、主な変化は破線で示すように北から南方向へ
伝播するものが2組、また、南より北向きに伝播する地
形変化が2組存在し、しかも、南下する場合は堆積が、
一方、北上する場合は侵食が起きている点が特徴的であ
る。このような沿岸方向の地形変化が波向変化に対して
約12週間の位相遅れを有することはすでに前報⁴⁾で明
らかにしたが、ここではその位相速度を算定してみる。
位相速度は図中の破線の傾きで定義されるから、その方
向性は別として、平均勾配を求めると、2月、4月、5月、
6月の地形変化の順に $V=12.6, 9.6, 11.2, 11.4$ m/d と
なり平均値として $\bar{V}=11.2$ m/d が得られる。この値は
計算値の $V=17.3$ m/d と比較すると小さいが、かなり
良い対応関係を示しているといえよう。

4. 沿岸漂砂量の岸沖分布

前節までの検討によって、沿岸漂砂量による地形変化
の沿岸方向変化特性が明らかにされたので、ここでは沿
岸漂砂量の岸沖分布について検討することにする。

まず、沿岸方向に x 軸、岸沖方向に y 軸をとったと
き、漂砂量の連続式は、

$$-\frac{\partial h'}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \dots\dots\dots(26)$$

と定義される。ここに、 λ は空隙率、 q_x, q_y は x, y 方
向の漂砂量である。また高さ h' は鉛直上方を正とした
ため式 (26) の左辺に負の符号が付けてある。

いま、沿岸漂砂量のみによる地形変化を考えると、
 $q_y \equiv 0$ とおけるから、 q_x を単に q と書き、 x につい
て積分すると式 (27) が得られる。

$$q(x, y, t) = -(1-\lambda) \cdot \int_0^x \frac{\partial h'}{\partial t} d\xi \dots\dots\dots(27)$$

一方、棧橋地点 (P 点) では、 h' は沿岸漂砂のみによ
る地形変化であるから式 (28) のように書ける。

$$h'(x_P, y, t) = e_1(y) \cdot C_1(t) \dots\dots\dots(28)$$

また係数 $C_1(t)$ と汀線長 $L_{0P}(t)$ の間の関係は次の方
法で求められる。すなわち断面積と汀線長の関係は式
(7) で与えられており、また断面積と係数 C_1 の関係
は式(5)で定義されるので、式(7)の両辺を関数 e_1 の
積分値 22.0 で割ると、式 (29) の関係式が得られる。

$$C_1(t) = -15.7 + 0.21 L_{0P}(t) \dots\dots\dots(29)$$

次に3次元の場合について考えることにする。この場
合も沿岸漂砂のみによる地形変化 (h') が生ずるとした
とき、経験的海浜変形モデルを用いれば $h'(x, y, t)$ は
 x, y 方向について式 (30) のように展開される⁵⁾。

$$h'(x, y, t) \sim e_1(y) \cdot C_1'(x, t) \dots\dots\dots(30)$$

ただし、式 (30) の計算においては、まず最初に時刻 t
については固定したうえで、 h' を x, y 方向に展開す
るものである。またこのような展開を行う場合、地形変
化の連続性より、式 (28) の $C_1(t)$ は、式 (30) の C_1'
(x, t) において棧橋位置の座標 $x=x_P$ を代入したとき
の値 $C_1'(x_P, t)$ と一致しなければならない。

さらに、式 (30) が成立するためには、波高が沿岸方
向に急激に変化しないと仮定されなければならない。す
なわち波高が小さくなるに従い、図-3 に示された関数
 e_1 はその絶対値が小さくなるとともに、岸沖方向のス
ケールも小さくなると考えられるが、波高が大きく変化
する場合は式 (30) の関数 e_1 は y のみの関数として表
示し得なくなると考えられる。

一方、経験的海浜変形モデルを用いた解析によれば、
式 (30) における $C_1'(x, t)$ は汀線長と良い相関関係を
有することが知られている。また、 $C_1'(x, t)$ と汀線長
の関係は式 (29) を満足しなければならない。さらに、
汀線長については前節で明らかにしたように式 (22)
で与えられているために、以上の点を総合すると次の式
(31) が成立しなければならない。

$$C_1'(x, t) \doteq -15.7 + 0.21 L_0(x, t) \dots\dots\dots(31)$$

ただし、 $L_0(x, t)$ は式 (22) によって与えられているの
で、改めて書き直すと式 (32) となる。

$$L_0(x, t) = -\theta_0 \sqrt{\frac{F}{\omega h}} e^{-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x} \cdot \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x - \pi/4\right) \dots\dots\dots(32)$$

さて、式 (30)、(31)、(32) を式 (27) へ代入し、積分
すると、

$$q(x, y, t) = -0.21 \frac{F}{h} \theta_0 (1-\lambda) e_1(y) \cdot \left\{ \cos \omega t - e^{-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x} \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x\right) \right\} \dots\dots\dots(33)$$

と解が求まる。仮に $kx \gg 1$ であれば q は、

$$q(x, y, t) = -0.21 \frac{F}{h} \theta_0 (1-\lambda) e_1(y) \cos \omega t \dots\dots\dots(34)$$

となり、沿岸漂砂量は波向と同位相で変化が生ずること
になる。なお、棧橋地点での分布形を計算するために、
 $\lambda=0.4, h=4.55$ m, $F=3.97 \times 10^4$ m³/d, $\theta_0 \sim 0.13$ rad と
おくと、

$$q(x, y, t) = -1.43 \times 10^2 e_1(y) \cdot \left\{ \cos \omega t - e^{-\sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x} \cos\left(\omega t - \sqrt{\frac{\omega h}{2F}} x\right) \right\} \dots\dots\dots(35)$$

となる。ただし、 q の単位は m²/d である。式 (35) は

沿岸漂砂量の岸沖分布が係数値を別にすれば、 $e_1(y)$ と相似形であることを示している。関数 e_1 の分布形は図一3に示されており、また同図には比較のため日平均有義波高の週平均値を用いて定めた全期間の二乗平均波高 $\bar{H}=1.48\text{ m}$ と平均周期 $\bar{T}=7.9$ 秒より算定した平均砕波点 (B.P. と略記) も図示されている。ただし鹿島港のデータは水深 20 m の地点で測定されているのでこれを入射波とし、また阿字ヶ浦での沖浜勾配を 1/70 として算出した。なおこの場合の砕波波高は 2.06 m, 砕波水深は 2.75 m であった。図一3によると、沿岸漂砂量分布は平均的に汀線と砕波点の間で極値を有し、また、平均砕波点付近では急速に 0 に近い値となることがわかる。ただし、砕波点は波浪条件とともに変動するため、ここでの議論はそれらの平均という意味でのみ成立するものである。

ところで、沿岸漂砂量の岸沖分布については、すでに述べたように Thornton⁹⁾、椎木・出口⁶⁾、土屋・安田⁷⁾らによって理論的検討が行われているが、ここでは代表的に土屋・安田らの解と式 (35) との比較を行うことにする。

土屋・安田らの解は、土屋・河田⁸⁾らの飛砂・流砂量則を適用して導かれたものであり、式 (36) で定義される。

$$\frac{q}{\sqrt{gh_b} \cdot d} = \begin{cases} K \cdot (1 - R^2 F_r^2 X) X F(X) \\ K \cdot \left(1 - \frac{R^2 F_r^2}{X}\right) X F(X) \end{cases} \dots\dots (36)$$

ここに、 K, R, F_r^2 は次式のように表わされる。

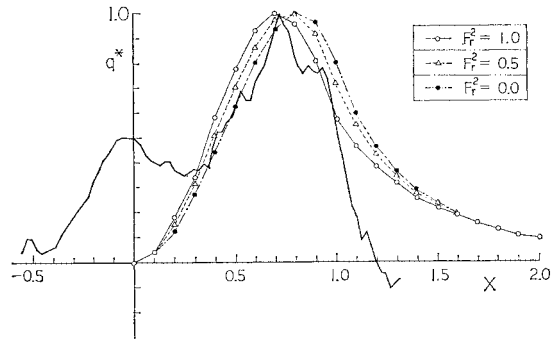
$$K = \left(\frac{5\pi}{16}\right) C_0 \left(\frac{m}{f}\right) \left(\frac{\rho}{\rho_d}\right) \left(\frac{h_b}{d}\right) \tan \beta \cdot \sin 2\alpha_b$$

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{H_b}{H_0}\right) \left(\frac{L_b}{L_0}\right) \left(\frac{H_0}{H}\right) \left(\frac{L_0}{L}\right)$$

$$F_r^2 = 16\pi \left(\frac{h_b}{H_b}\right)^2 \left(\frac{L_0 h_b}{L_b^2}\right)^2 \left(\frac{u_{mc}^{*2}}{f w g h_b}\right)$$

ただし、 X は砕波帯幅で無次元化された離岸距離、また $V(X)$ は Longuet-Higgins¹⁶⁾ による沿岸流流速を示している。なお、他のパラメーターについては原論文を参照されたい。

式 (36) と式 (35) を比較する場合、式 (36) は多くの未知係数を含んでおり、これらの値の選定は相当困難と考えられるために、ここでは式 (36) の両辺を係数 K で割ることによって基準化された岸沖分布形状について比較することにした。なお Longuet-Higgins による沿岸流流速の算定には水平混合の割合を示す係数 P を定める必要があるが、これについては阿字ヶ浦においてソリを用いて行われた海浜流の観測結果¹⁷⁾ を利用し、 $P=0.1$ とおくことにした。また式 (36) の計算にあたっては、係数 R としては一応 $R^2=0.5$ とおき、また F_r^2 の効果を調べるために、 $F_r^2=0, 0.5, 1.0$ と3種類変え



図一11 基準化された漂砂量 q^* の岸沖分布

て計算を行った。図一11は基準化した漂砂量 q^* の分布を示している。ただし式 (35) については離岸距離 y を砕波帯幅を用いて無次元化し、また関数 e_1 はその最大値 $e_{1, \max}$ を用いて基準化した。両者の分布形を比較すると、式 (35) では汀線付近に2次のピークを有し、また X が負の領域でも有意な値となっており、汀線付近の分布は相当異なっている。また砕波帯外では式 (35) による分布は急速に減衰するのに対し、式 (36) による分布形は式 (35) によるものと比較して全体的に沖合へずれた形状となっている。この原因は明らかではないが計算にあたって Wave set-up や波の打ち上げ領域における漂砂などが考慮されていないことなどがその要因ではなかろうかと考えられる。

5. 岸沖漂砂に関する考察

岸沖漂砂による地形変化に関しては、経験的固有関数展開法による解析を行い、外力との関係について考察した⁴⁾。しかしながら固有関数の物理的解釈については不明確な点が残されていた。ここでは前浜勾配、平均海底勾配などの特性量と固有関数との関係について解析し、固有関数の物理的解釈の一般化を図ることとする。

まず最初に、前浜勾配 (i_f) の経時変化を示したのが図一12である。ただし、図中の破線は5週間の移動平均値 (\bar{i}_f) を示している。この前浜勾配の変化は、波高値と急速な応答関係にあり、両者の間には式 (37) の関係が成立する¹⁸⁾。ただし、 $\bar{H}(t)_{\max, \max}$ は日最大有義波高の週最大値の5週間の移動平均値である。

$$\bar{i}_f(t) = 0.088 \bar{H}(t)_{\max, \max}^{0.80} \dots\dots\dots (37)$$

一方、図一12には海浜全体の平均勾配 (\bar{i}) の変化も示されている。ただし、平均勾配 (\bar{i}) の時間軸は \bar{i}_f に比較して16週間早めてある。また平均勾配は80全測点を用いて最小自乗法によって求めたものであるが、地形測定は移動限界水深まで十分に含む領域では行われていないために、この平均勾配は地形変動の影響を強く受け

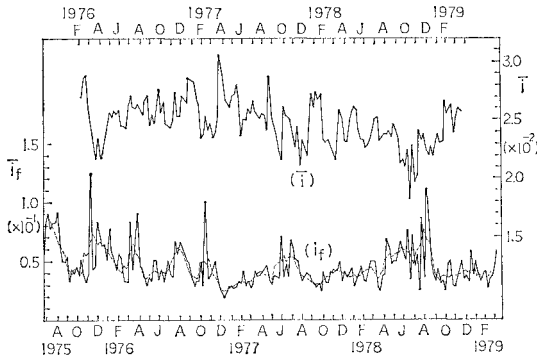


図-12 前浜勾配および平均海底勾配の経時変化

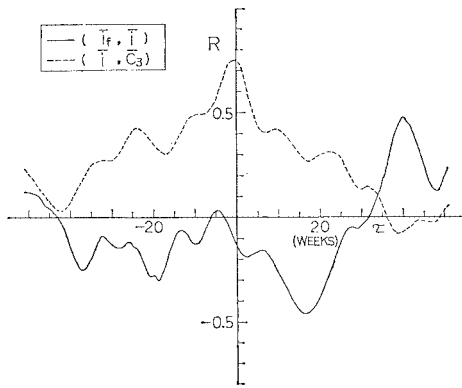


図-13 海底勾配と時間関数 \bar{C}_3 の相互相関係数

る。したがって、これは必ずしも海浜の代表的勾配に対応しない可能性も残されている。

図-12において \bar{i} を \bar{i}_f に対して 16 週間の位相遅れを持たせて図示したのは次の理由によっている。すなわち、 \bar{i} と \bar{i}_f の相互相関係数は図-13に示されているが、図によれば、 $\tau=16$ 週において $R=-0.46$ 、 $\tau=40$ 週において $R=0.48$ という極値が得られる。ただし、 $\tau=40$ 週の場合はデータ数が少ないので有意な相関とはいえないであろう。このため、 \bar{i} は \bar{i}_f に 16 週間遅れて負の相関を有するといえるであろう。

ところで、図-12に示した \bar{i} と \bar{i}_f は弱いながら相関を有しており、たとえば 1975 年 12 月、1976 年 10 月、1977 年 6 月、および 1978 年 7 月に \bar{i}_f に現われた変化は約 4 か月後の \bar{i} の変化に対応しているようである。図-14 は \bar{i} と \bar{i}_f との間で $\tau=16$ 週の位相遅れを持たせて両者の関係を図示したものであり、主成分分析によればばらつきは相当大きい、次式が成立しよう。

$$\bar{i}_f(t) = 0.203 - 6.4 \bar{i}(t+16) \dots\dots\dots (38)$$

ただし、図-12においては、 \bar{i} や \bar{i}_f の変化過程を明らかにするためには測定期間が短く、したがって式(38)の妥当性を検討するためには、今後さらに長期間のデー

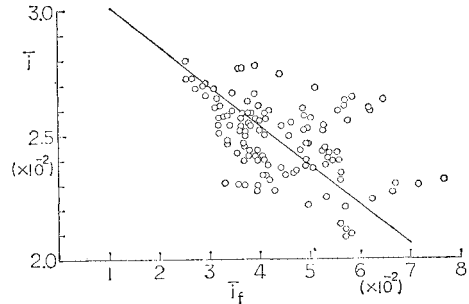


図-14 前浜勾配と平均海底勾配の関係

タ収集が必要である。

一方、図-12に示した \bar{i} は時間関数 \bar{C}_3 (図-4 参照)とも相関を有している。このため両者の相互相関係数を求めて図-13に示した。 \bar{i} と \bar{C}_3 の間にはほぼ $\tau=0$ で $R=0.75$

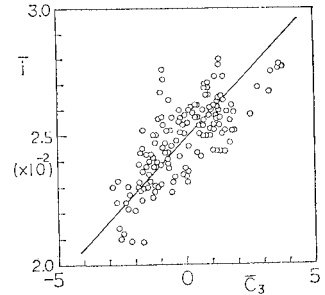


図-15 平均海底勾配と時間関数 \bar{C}_3 の関係

という比較的良好な相関があり、図-15に実線で示されるように両者の間には式(39)の関係が成立する。

$$\bar{i}(t) = 0.0249 + 1.08 \times 10^{-3} \bar{C}_3(t) \dots\dots\dots (39)$$

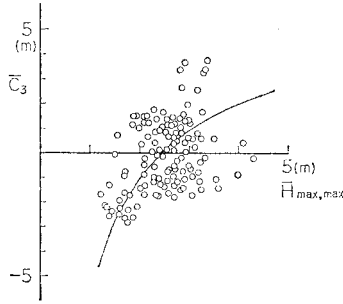
なお、平均勾配と \bar{C}_1 、 \bar{C}_2 との $\tau=0$ における相関係数は、おのおの -0.14 、 -0.19 であり、平均勾配と \bar{C}_3 との相関係数と比較すると相関係数の絶対値は小さくなっている。このように平均勾配と \bar{C}_3 が相関を有し、 \bar{C}_1 や \bar{C}_2 との相関が弱いものであった理由は、2次モーメントをとることによって平均勾配を算定する際、 e_1 および e_2 の形状が勾配決定に寄与する割合が低いためである。

以上、式(37)、(38)、(39)によって前浜勾配、有義波高、平均勾配、時間関数 \bar{C}_3 の相互関係が得られたために、これらの関係が成立するものとして時間関数 \bar{C}_3 と有義波高の関係を求めると、式(40)が得られる。

$$\bar{C}_3(t+16) = 6.3 - 12.7 \{ \bar{H}(t)_{\max, \max} \}^{-0.80} \dots\dots\dots (40)$$

図-16は、 $\bar{H}_{\max, \max}$ (日最大有義波高の週最大値)に対して 16 週間の位相遅れを持たせて両者の関係を示したものである。ただし図中の実線は式(40)を表わす。データは相当大きなばらつきを有し、式(40)による関係が成立するかどうかは今後さらに詳しく検討を加える必要があるが、平均的には式(40)の成立の可能性がある。

次に式(40)の物理的意味を考察するために、式(40)の両辺を時刻 t で微分すると、波高値の添字を省略す



図一六 日最大有義波高の週最大値と時間関数 \bar{C}_3 の関係

れば式 (41) が得られる。

$$\frac{d}{dt} \bar{C}_3(t+16) = \frac{10.2}{\{\bar{H}(t)\}^{1.8}} \cdot \frac{d\bar{H}}{dt} \dots\dots\dots (41)$$

式 (41) は、第 3 位の固有関数によって示された地形変化の時間的変化率が、波高とその時間的変化率に依存しており、しかも波高変化と地形変化の間には 16 週間の位相遅れが存在していることを示している。すなわち、波高が増大する場合 ($d\bar{H}/dt > 0$) には、その 16 週間後に $d\bar{C}_3/dt > 0$ となり、逆に波高が減少する場合 ($d\bar{H}/dt < 0$) には \bar{C}_3 は減少する。一方、固有関数 e_3 は図一三に示したように岸側で正、沖合で負という分布を有するために、地形変動を e_3 と \bar{C}_3 の積として考えたとき、波高が増大するときは 16 週間後に沖合部分で侵食、逆に岸側では堆積が生ずることになる。また式 (41) によれば、地形変化率 ($d\bar{C}_3/dt$) は、 \bar{H} の -1.8 乗に比例しているために、その変化率は波高変化率が同一であったとしても、波高が小さいときほど大きくなることを示していよう。ただしこのような地形変化の生ずる物理機構については明確ではなく、式 (38) およびそれより誘導された式 (41) の検証と、それらが成立すると仮定される場合の物理機構の解明は、今後の問題として残されている。

ところで、第 2 位の固有関数 (e_2, C_2) に関しては、日平均有義波高の週最大値の 5 週間の移動平均値 ($\bar{H}_{\text{mean, max}}$) と \bar{C}_2 の間には式 (42) の関係が成立した⁴⁾。

$$\frac{d}{dt} \bar{C}_2(t) = 1.13 - 0.55 \bar{H}_{\text{mean, max}}(t) \dots\dots (42)$$

すなわち第 2 位の固有関数は、波高が小さくなると汀線付近に土砂が堆積し、逆に波高が大きくなると汀線付近が侵食されてその土砂が沖合へ移動するという、いわゆる岸沖方向漂砂による地形変化を示している。またこの場合、 C_2 成分による堆積・侵食の限界値は $\bar{H}_{\text{mean, max}} \approx 2.05 \text{ m}$ となっていた。

また、 $\bar{H}_{\text{mean, max}}$ と $\bar{H}_{\text{max, max}}$ の間には次の関係が成立する⁴⁾。

$$\bar{H}_{\text{mean, max}} = 0.77 \bar{H}_{\text{max, max}} \dots\dots\dots (43)$$

式 (43) を式 (42) へ代入すると、

$$\frac{d}{dt} \bar{C}_2(t) = 1.13 - 0.42 \bar{H}_{\text{max, max}}(t) \dots\dots (44)$$

なる関係式が得られる。

岸沖方向の地形変化の時間的変化率は式 (44) によって規定されており、また岸沖分布形は関数 e_2 によって定められる。このため、地形変化量を関数 e_2 と dC_2/dt の積として算出した場合、その変化は dC_2/dt の符号に依存し、 dC_2/dt が正のときは e_2 が負の部分より e_2 が正の部分へ土砂が移動することになり、また単位時間当りの変化量は $|dC_2/dt|$ に比例する。しかしながら関数系 (e_2, C_2) のみでは、海浜断面内で堆積部あるいは侵食部が沖向きまたは岸向きに移動するという、いわば波動性を有する地形変化については表わし得ないことになる。このような地形変化を固有関数によって近似する場合には、空間的・時間的に位相のずれた 2 組以上の関数が必要である¹⁹⁾。固有関数 e_2, e_3 および式 (41), (44) はこのような関数系を形成しているのではなかろうかと考えられる。

6. 結 論

著者らは茨城県の阿字ヶ浦において数年間にわたる漂砂観測を実施し、この観測データをもとに第 1 報において海浜地形変化と外力特性の相互関係について論じた。本論文は第 1 報の問題点について検討を加えたものであり、まず沿岸漂砂による地形変化と波向変化の間の約 12 週間の位相遅れの問題に関しては、1 次元モデルを用いて理論的に検討を進めた結果、この位相遅れは波向が周期的に変化する場において、境界で発生し沿岸方向に伝播する性質を持ったサンドウェーブの存在によるものであることが明らかになった。

また岸沖漂砂による地形変化については、汀線長、前浜勾配、平均勾配などの海浜の特性量と外力との関係を調べた結果、波浪の変化とほぼ同時に発生する岸沖漂砂と、波浪の時間的変化率に依存し、これと約 16 週間の位相遅れを持って発生する岸沖漂砂が存在する可能性があることが明らかになった。また、これらの間の関係は波動性を有する岸沖方向の地形変化に対応するものと考えられた。ただし実測データ長が短いために本論文では十分な検証を行うことができなかった。この点およびその物理機構の解明は今後の問題として残されている。

一方、沿岸漂砂量の岸沖分布に関しては、漂砂の連続式と水深の固有関数展開表示を利用することによってその岸沖分布を算定した。さらにこの結果と理論式との比較を行った。これによると、漂砂量が汀線と砕波点の間で極大値を持つ点は一致したが、汀線付近の分布として

理論値は小さめとなり、このため Wave set-up や打ち上げ部での漂砂を考慮すべき点が指摘された。

参 考 文 献

- 1) 橋本 宏・宇多高明：阿字ヶ浦における海浜過程（第1報），第23回海岸工学講演会論文集，pp. 245~249, 1976.
- 2) 橋本 宏・宇多高明：阿字ヶ浦における海浜過程（第2報），第24回海岸工学講演会論文集，pp. 216~220, 1977.
- 3) 橋本 宏・宇多高明：阿字ヶ浦における海浜過程（第3報），第25回海岸工学講演会論文集，pp. 269~273, 1978.
- 4) 橋本 宏・宇多高明：経験的固有関数による海浜地形変化の解析，土木学会論文報告集，第305号，pp. 59~71, 1981.
- 5) Thornton, E.B. : Distribution of sediment transport across surf zone, Proc. 13th Conf. on Coastal Eng., pp. 1049~1068, 1972.
- 6) 榎木 享・出口一郎：砕波帯内における掃流漂砂の挙動について，第24回海岸工学講演会論文集，pp. 152~156, 1977.
- 7) 土屋義人・安田孝志：海浜変形の簡単なモデル，第25回海岸工学講演会論文集，pp. 189~193, 1978.
- 8) 土屋義人・河田恵昭：砂粒の saltation に基づく飛砂量則について，第14回水理講演会論文集，pp. 7~12, 1975.
- 9) 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. 215~219, 1979.
- 10) 橋本 宏・宇多高明・竹淵 勉：砕波帯における橋脚の局所洗掘，第27回海岸工学講演会論文集，pp. 265~269, 1980.
- 11) 橋本 宏：海浜変形モデルの富士海岸への適用，第23回海岸工学講演会論文集，pp. 218~222, 1976.
- 12) 掘川清司：海岸工学，東京大学出版会，p. 317.
- 13) Bakker, W.T., E.H.J. Klein Breteler and A. Roos : The dynamics of a coast with a groyne system, Proc. 12th Conf. on Coastal Eng., pp. 1001~1020, 1970.
- 14) たとえば，土屋義人：海浜土砂収支と海浜変形，1973年度水工学に関する夏期研修会講義集，pp. B-3-1~B-3-19, 1973.
- 15) 森口繁一・宇田川銑久・一松 信：数学公式 I，岩波全書，p. 318.
- 16) Longuet-Higgins, M.S. : Progress in the study of longshore current, "Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport", edited by R.E. Meyer, pp. 203~248, Academic Press, 1972.
- 17) 橋本 宏・宇多高明：海浜流と摩擦係数の現地観測，第25回海岸工学講演会論文集，pp. 435~439, 1978.
- 18) 橋本 宏・宇多高明：前浜勾配，粒径および波高の動的関係について，第27回海岸工学講演会論文集，1980.
- 19) 宇多高明：経験関数による海浜地形解析（第1報），土木技術資料，Vol. 20, No. 9, pp. 5~10, 1978.

(1980.4.11・受付)