

風による広域海浜流の発生機構と平面分布特性

加藤 茂*・山下隆男**・伊藤政博***・三島豊秋****

1. 緒 言

最近の広域な海岸流の観測によって、吹送流としての沿岸海域の流れに及ぼす風の影響が漂砂の発生外力として極めて重要であることが指摘されるようになってきた。特に、日本海に面する海岸では、冬季季節風による吹送流が沿岸海域での流れの卓越成分であり、物質の流動や広域漂砂の発生の主外力となるため、海浜変形を論じる場合にもこの影響は重要である。特に、沖方向漂砂の発生機構や長期海浜変形を考える場合には、広域の海浜流・広域漂砂は極めて重要であると考えられる。これまでの海浜変形の解析、予測手法においては「波の影響」のみ考慮され、「風の影響」は考慮されていないため、底質の沖方向流失機構や大水深海岸構造物周辺での海底地形変化の予測において、従来の数理・数値モデルが機能しない場合が多く見られてきた。

本研究では、このような吹送流を「広域海浜流」と定義し、波浪、吹送流の3次元数値モデルを用いた数値実験を行い、広域海浜流の平面分布と風特性(風向、風速)との関係を明確にし、海浜変形や広域漂砂を検討する場合に適用できる吹送流の沿岸流速分布公式を提案する。

2. 広域海浜流の数値実験

2.1 3次元数値モデル

本研究で用いた数値モデルは、これまでに加藤ら(1998)が開発を行ってきた広域海浜流場を対象とした3次元数値モデルである。このモデルでは、Boussinesq近似および静水圧近似を仮定し、水平方向には直交格子、鉛直方向には σ 座標系を導入した連続式および運動方程式を基礎式としている。鉛直方向の乱流特性の評価には2.5次モーメント乱流クロージャーモデル(Mellorら, 1982)を用いている。また、波浪モデル(Battjesら, 1978, Nairnら, 1990)を用いることにより平均海面上での碎波によるせん断応力を流れの駆動力として考慮することも可能である。

2.2 実験条件

数値実験は、日本海側で多く見られる沿岸方向にほぼ一様な広い領域を有する直線海岸を対象として行った。海底地形は、岸側で最小水深10m、沖側で最大水深100mの一様勾配1/100とし、沿岸方向には一様とした。岸側には水深10mの一様水深領域を付加している。対象領域は、岸沖方向(X)に11.5km、沿岸方向(Y)に40kmとし、水平方向の計算格子幅は岸沖方向には $dx=200\sim 400$ mの不等間隔格子、沿岸方向には $dy=1000$ mの等間隔格子、鉛直方向には等間隔に5層としている。境界条件は、岸側境界を閉境界とし、沖側および沿岸方向の3境界は開境界とした。開境界では、水位と水平方向の流速を放射条件で与えた。

今回の数値実験では、波浪の影響はGrandら(1979)の方法を用いて、波が存在することによる流れへの影響を海底摩擦係数にのみ考慮し、波浪の変形および碎波の影響は考慮しなかった。風は領域内で一様に与えた。ここで、沿岸方向を上述の放射条件のみで与えると、沿岸方向の吹送距離が無限大となり、領域全体での著しく流速の発達が見られた。現地海岸では、非常に広範囲に及ぶ現象の一部を見ているため、吹送距離は半無限であるかのように感じられるが、実際には流れの駆動力である風の空間分布や大規模港湾の防波堤、岬などの影響により、吹送距離が無限大となることは考えられない。そこで、本研究の数値実験においても、図-1に示すように領域の風上側と風下側に各5kmのスポンジ層を設置することにより、擬似的な有限吹送距離の場を想定した。このような条件の下で、風速 WS を5, 10, 15, 20, 25, 30m/s、風向 θ を5, 15, 30, 45, 60, 75, 90°と変化させて、合計42ケースについて定常風速・風向場での定常流速場を求めた。風向は、図-1中に示すように、岸に直角方向から反時計周りの角度を表しており、流速は岸向きおよび図の上向き(風下向き)をそれぞれ岸沖方向流速 u および沿岸方向流速 v を正としている。

図-2は、 $WS=20$ m/s、 $\theta=45^\circ$ の場合の底層における沿岸方向(Y)5km毎の沿岸方向流速 v の岸沖方向分布を示している。この中で沿岸方向流速の最大流速が発生する $Y=25$ kmを解析対象断面とし、以降のデータ解析

* 正会員 工博 京都大学助手 防災研究所
** 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所
*** 正会員 工博 名城大学教授 理工学部土木工学科
**** 正会員 工博 (株)ニュージェック

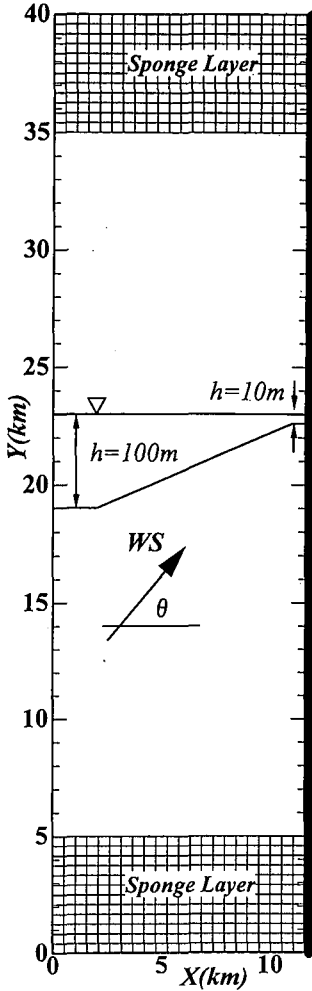


図-1 計算領域とスポンジ層の配置

には $Y=25$ km でのデータを用いることとした。

3. 広域海浜流の分布特性

3.1 岸沖方向流速

図-3は、風向を岸に平行 ($\theta=90^\circ$) に固定し、風速を $WS=5, 10, 15, 20, 25, 30$ m/s と変化させた場合の、底層における (a) 岸沖方向流速および (b) 沿岸方向流速の岸沖方向分布を示している。ただし、沿岸方向流速については、スポンジ層の影響によるものと思われる沖側からの流入が発生していたため、沖側境界における底層での岸向き流速がゼロになるように補正を行っている。(a) より、岸を右手に見て風が吹く場合には、底層において常に沖向きの流れが形成されていることがわかる。これは、風により発生した沿岸流が岸を右手に見て進行する場合には、コリオリの影響を受けて、北半球では表層で岸向きの流れ

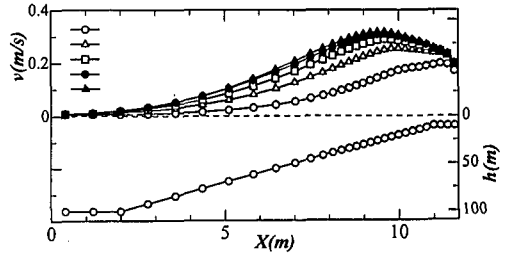
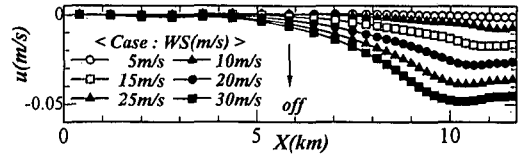
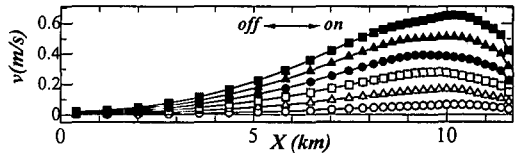


図-2 底層における沿岸方向流速の岸沖分布 (沿岸方向 Y 5 km 間隔, $WS=20$ m/s, $\theta=45^\circ$)



(a) 岸沖方向流速



(b) 沿岸方向流速

図-3 $Y=25$ km 地点における岸沖方向流速 u と沿岸方向流速 v の分布 ($\theta=90^\circ$)

が形成され、その結果、岸近くの底層では弱いながらも常に沖向きの流れが形成されているものと考えられる。したがって、冬季に西からの強風が継続的に作用する日本海側の海岸においては、この底層で常に発生している沖向き流れは、継続的な沖向き漂砂を発生させる重要な要因であると考えられ、その特性を把握する必要がある。

3.2 沿岸方向流速

図-3(b) より、沿岸流速の分布は水深や風速・風向と密接に関係していると推測できる。そこで、図-4は風速 Froude 数 $WS \sin \theta / \sqrt{gh_r}$ を定義し、鉛直平均流速の無次元最大流速 $V_{max} / \sqrt{gh_{vmax}}$ との関係を示している。 h_r は参照水深(ここでは、最大水深としている)、 h_{vmax} は最大流速 V_{max} の発生水深である。また、図-5は風速の沿岸方向成分と鉛直平均流速の最大値との関係を示した図であるが、鉛直平均流速も風速の沿岸方向成分に比例して発達し、その最大値は風速の約3%となることがわかる。これは、馬場ら (1999) の鹿島灘における ADCP 海浜流観測のデータ解析結果 (流速は風速の約4%まで発達する) にほぼ準ずる値であり、観測データとの対応からも、沿岸方向に広い領域を有し、強風が継続的に作

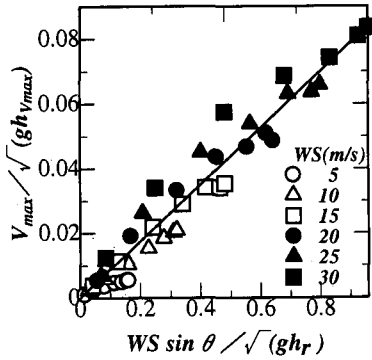


図-4 風速 Froude 数と鉛直平均流速の無次元最大流速の関係

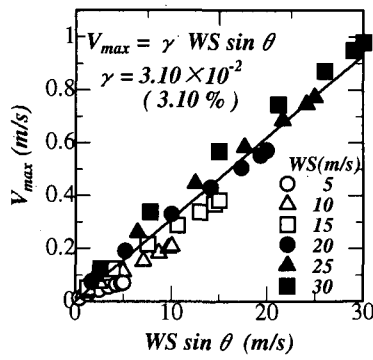


図-5 風速の沿岸方向成分と鉛直平均流速の最大値との関係

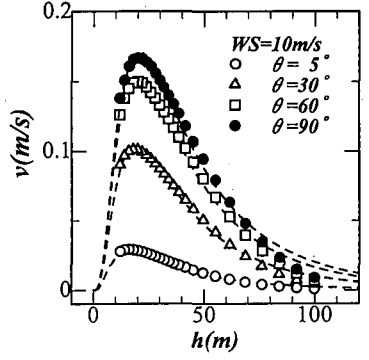


図-6 水深と底層での沿岸方向流速の関係 (WS=10 m/s)

用する海岸においては、広範囲に発生する沿岸流は風の影響を非常に強く受けて形成されていると言える。

3.3 風によって生じる沿岸流の岸沖分布

ここでは、海浜変形や広域漂砂を検討する場合に適用可能な沿岸方向流速の分布関数の提案を試みる。図-6は WS=10 m/s における水深と底層での沿岸方向流速の関係を $\theta=5, 30, 60, 90^\circ$ について示している。このような形状を示す分布関数の検討を行ったところ、次式の数正規分布関数の適用が可能であった。

$$f(x) = \frac{C}{\sqrt{2\pi}Ax} \exp\left[-\frac{(\ln x - B)^2}{2A^2}\right] \dots\dots\dots (1)$$

ここで $x=h$ (水深), $f(x)=v$ (沿岸方向流速), A, B, C は各ケースで決定する定数である。図-6 中の破線は、各データに対して 3 定数を決定した場合の分布曲線であり、データの分布形状を式 (1) でかなり良く表現できている。

式 (1) 中の 3 定数は、風速・風向に対応して決定されるため、各係数は風速・風向の関数として推定できると考えられる。図-7 は、各係数と風速・風向との関係を示している。係数 C は低風速から高風速に至るまで、ほぼ同一の傾向を示しているが、係数 A, B については、低風速と高風速でその傾向が異なる。したがって、従来の海面摩擦係数の推定式と同様に、風速 8 m/s でデータを低風速と高風速に区別し、それぞれでの回帰式を求めた。図中の実線および破線がその結果で各係数の回帰式は以下のものである。ここで $\alpha = WS \sin \theta$ (風速の沿岸方向成分) を示している。

$$\left. \begin{aligned} A &= 7.90 \times 10^{-1} - 5.19 \times 10^{-3} \alpha \\ B &= 3.43 + 2.13 \times 10^{-2} \alpha \end{aligned} \right\} \alpha < 8.0 \text{ m/s} \dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= 7.19 \times 10^{-1} + 3.64 \times 10^{-3} \alpha \\ B &= 3.60 + 4.55 \times 10^{-3} \alpha \end{aligned} \right\} \alpha \geq 8.0 \text{ m/s} \dots (3)$$

$$C = -0.50 + 1.34 \alpha \quad \alpha \geq 0 \text{ m/s} \dots\dots\dots (4)$$

図-8 は、式 (1)~(4) を用いて推定した沿岸方向流

速の分布と数値実験の結果の一部とを比較した図である。高風速時には、ほぼ傾向を再現できているが、まだ不十分な部分もあり、今後、さらに数値実験を行うとともに、観測データとの比較・検討が必要である。

4. 広域沿岸流による海底地形変化の検討

沿岸域の広い範囲に発生する沿岸流は、沿岸方向にほぼ一様な分布をするために、それによる沿岸漂砂量の勾配はほぼゼロとなり、顕著な海底地形変化は現れない(動的平衡状態)。しかし、大規模な港湾の防波堤や大水深構造物が建設された場合には、広域沿岸流による沿岸漂砂が阻止されるため、動的な平衡状態が崩れ、顕著な海底地形変化は発生しないと考えられてきた大水深領域においても、構造物周辺で海底地形変化を発生させると推測できる。

図-9 は、突堤の建設による Shields 数(底質粒径 $d=0.2 \text{ mm}$) の空間分布の変化を示している。(a) は突堤がない場合、(b) は水深 20 m 地点まで突堤が建設された場合を想定している。(a) においては、Shields 数は沿岸方向にはほぼ一様な分布をしている。水深 20 m 付近においても Madsen ら (1976) が示した移動限界 Shields 数 ($\phi_c=0.04$) 以上の領域が確認され、底質の移動する可能性はある。しかし、その勾配はほぼゼロとなり、実際に海底地形の変化は現れないと推測できる。それに対して、突堤を建設した場合の (b) では、沿岸流が突堤によって阻止されるため、岸近くの流れが突堤先端へ集中し、それによって高 Shields 数の領域が発生している。したがって、海底地形の変化が生じないと想定して建設される水深 20 m 地点の突堤先端部においても、突堤の建設が、局所的な流速の増加を引き起こし、著しい海底地形変化を引き起こすことが推測される。

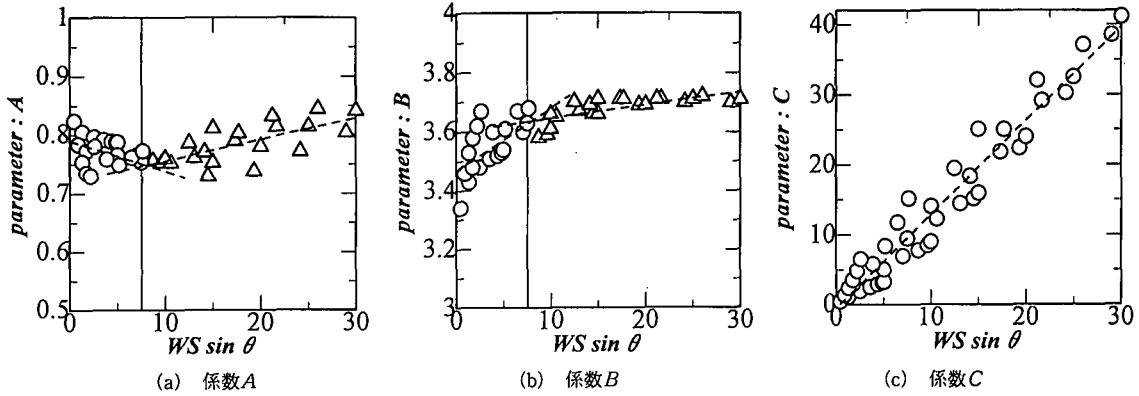


図-7 風速・風向と各係数との関係

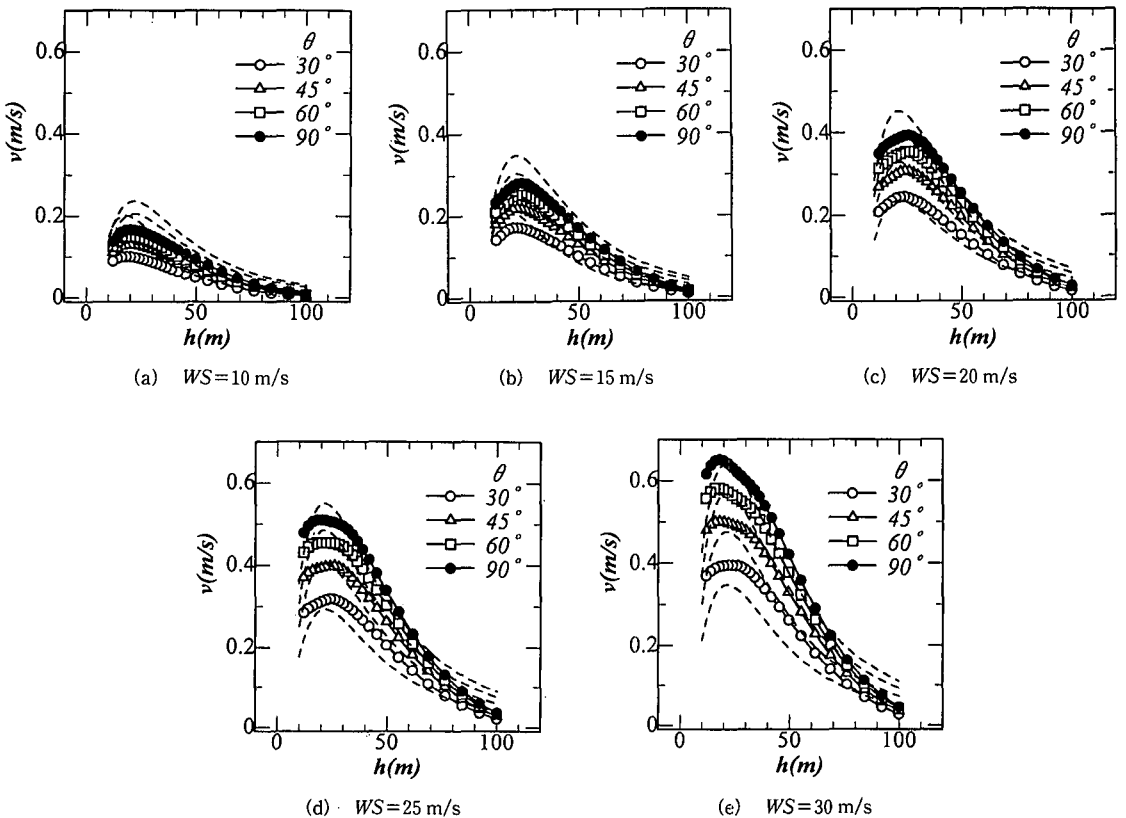


図-8 数値実験の結果と式(1)~(4)を用いて推定された沿岸流速(破線)の比較

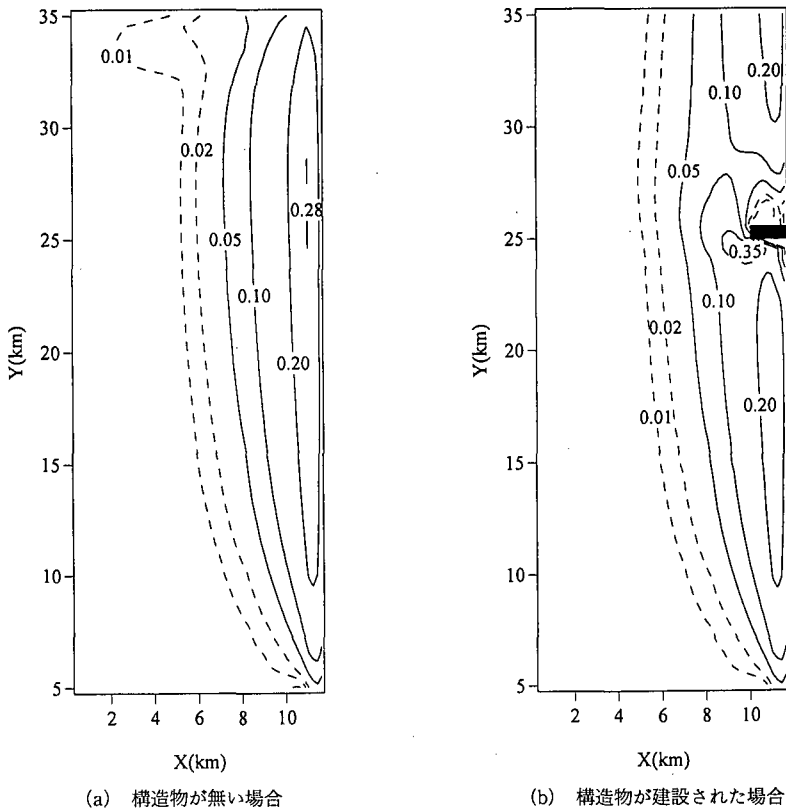
5. 結 語

本研究では3次元数値モデルを用いた数値実験を行い、風によって沿岸海域の広い範囲に発生する吹送流の特性について検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

1) 吹送流は、沿岸域の広い範囲にわたって発生し、

広域な沿岸流(広域沿岸流)を発生させる。このため、北半球ではコリオリの影響を受けて、沿岸流が岸を右手に見て進む場合には岸近くの底層で弱いながらも常に沖向き流れが発生している。この沖向き流れは、沖向き漂砂を発生させる重要な要因として、その特性を把握する必要がある。

2) 数値実験によるデータを基に、対数正規分布関数



(a) 構造物が無い場合

(b) 構造物が建設された場合

図-9 構造物による Shields 数の空間分布の変化 (底質粒径 $d=0.2$ mm の場合)

を用いて、風速 WS 、風向 θ 、水深 h との関係で広域沿岸流 v の岸沖分布公式を提案した。

3) 広域沿岸流による底質の移動 (Shields 数 $\phi > 0.04$) は、水深 20 m 以深においても発生し、その発生領域は、従来の砂の移動限界水深以深にまで及んでいると推測される。

4) 広域沿岸流は、沿岸方向分布がほぼ一様であるため、この流れによる沿岸漂砂量の勾配はほぼゼロとなり、顕著な海底地形の変化は現れない(動的な平衡状態)。しかし、大規模構造物が建設された場合には、広域沿岸流による沿岸漂砂が構造物により阻止されるため、大水深領域においても構造物周辺で顕著な海底地形変化を発生させる可能性がある。

最後に、本研究は、文部省科学研究費 (奨励研究 A, No. 11750455)、および株式会社ニュージェックの委託研究の成果の一部であることを付記する。

参 考 文 献

加藤 茂・山下隆男・安田孝志・三島豊秋 (1998): 高次乱流モ

デルとローラー型砕波モデルとを援用した海浜流の 3 次元数値解析, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp. 191-195.
 馬場康之・今本博健・山下隆男・吉岡 洋 (1999): 砕波帯近傍における平均流の発生要因の分離-波崎海洋研究施設での ADCP データの解析-, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 196-200.
 Battjes, J. A. and J. P. F. M. Janssen (1978): Energy loss and set-up due to breaking in random waves, Proc. 16th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp. 569-587.
 Grant, W. D., and O. S. Madsen (1979): Combined wave and current interaction with a rough bottom. Jour. Geophys. Res., Vol. 84, pp. 1797-1808.
 Madsen, O. S. and W. D. Grant (1976): Quantitative description of sediment transport by waves, Proc. 15th Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp. 1093-1112.
 Mellor, G. L. and T. Yamada (1982): Development of a turbulence closure model for geophysical fluid problems, Rev. Geophys. Space Phys., 20, pp. 851-875.
 Nairn, R. B., J. A. Roelvink and H. N. Southgate (1990): Transition zone width and implications for modeling surf-zone hydrodynamics, Proceedings of the Int. Conf. Coastal Engineering Conference, Delft, The Netherlands, pp. 68-82.