

経験的海岸変形モデルの移動床実験への適用

橋 本 宏*・宇 多 高 明**

1. ま え が き

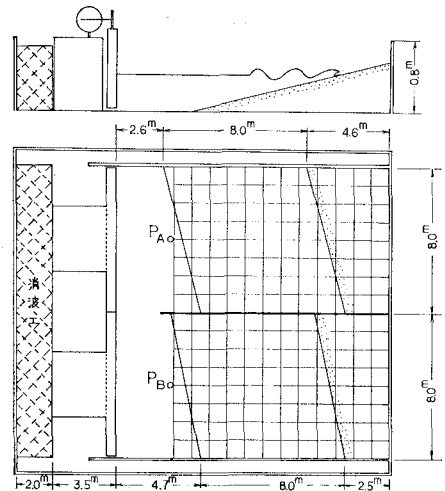
海浜地形変化の予測の問題に関しては、近年数値予測手法が盛んに用いられるようになり、例えば one-line theory によれば現地海岸における予測りもある程度まで可能になって来た。しかしこの方法では岸沖漂砂を扱うことができず、まず、また漂砂に伴う断面形状の変化について論ずることはできない。一方三次元モデル²⁾は現段階では研究段階を越えておらず、実用に供されるまでには至っていない。このように三次元モデルが実用化されていない現在、一次元モデルを発展させて断面形状の変化を取り上げ得るモデルにすることは重要な意義があるであろう。

このため、海浜地形変化を経験的に解析することによってその可能性を調べるため、著者ら³⁾は empirical eigenfunction を応用した経験的海岸変形モデルを提案し、現地データを用いた解析によって沿岸漂砂と岸沖漂砂による地形変化の分離を図った。また著者の1人⁴⁾はこの方法を用いて養浜の現地実験データを解析し、更に漂砂の連続式を導入することにより沿岸漂砂量の岸沖分布を算定した。

本論文ではこのモデルを実験に適用することによって固有関数の特性、及び物理条件との関係を調べるものであり、このため汀線付近に透過堤を設置したいわゆる消波堤をモデルとした平面実験を行い、それを解析した。この結果、現地海岸の場合と同様に実験においても沿岸漂砂と岸沖漂砂による地形変化の分離が可能であり、また漂砂の連続式の導入によって沿岸漂砂量の岸沖分布の算定が可能になったことが明らかになった。また消波堤に関しては、堤の設置はその構造によっては離岸流を助長する可能性があることも明らかになった。

2. 実験方法

実験は図一1 に示すように長さ約 20m、幅 16m の平面水槽を用いて行い、中央部に仕切り板を設置して同時に 2 ケースずつ実験を行った。海浜は中央粒径 0.27mm



図一1 実験装置

の砂を用い、初期汀線を波の入射方向に対して 15° 傾け、海底勾配が 1/20 となるよう整形した。実験ケースは表一1 に示すように全体で 4 ケースであり、水深は 40cm、入射波高を約 6.5cm、周期を 1.2 秒とした。

表一1 実験条件一覧

ケース番号	波高	周期	波勾配	消波堤形状
1	6.33 ^{cm}	1.2 ^秒	0.0308	消波堤無し
2	6.44	1.2	0.0313	長さ 1m、間隔 0.5m
3	7.40	1.2	0.0360	長さ 1m、間隔 0.2m
4	6.58	1.2	0.0321	連続堤

消波堤の構造としてケース ① は消波堤無し、ケース ②、③ は長さ 1m の消波堤を各々 0.5m、0.2m 間隔で設置したもの、更にケース ④ は連続堤とした。ただし消波堤は初期汀線上に設置し、重量約 200g のテトラポットの 4 列 2 層積み構造とした。ただし実験中に汀線の移動と共に消波堤は沈下または埋没したが、実験中にテトラポットの追加は行わなかった。

実験では波を 20 時間作用させ、波高、平均水位、海浜形状、流況及び空隙率などについて測定を行った。

入射波高の測定は図一1 の点 P_A、P_B に容量式波高計

* 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

を設置して行った。また碎波波高は碎波点の位置と波高を沿岸沿いに 0.5m 間隔で測定した。海浜地形の測定は初期, 10, 20 時間後の 3 回行い, 水槽壁面に平行に沿岸方向には 0.5m 間隔, 岸沖方向に 0.1m 間隔で測定した。流況はモータードライブカメラをクレーンで約 6m の高さに吊り下げ, 模型上より 2 波ごとにフロートの移動を撮影することによって測定した。

3. 消波堤周辺の地形変化と流れの特徴

初期海浜に波を作用させたとき, 汀線は次第に入射方向と直角になるように変化した。図-2 はこの場合の地形変化の代表例を示したものであり, ケース ① の 20 時

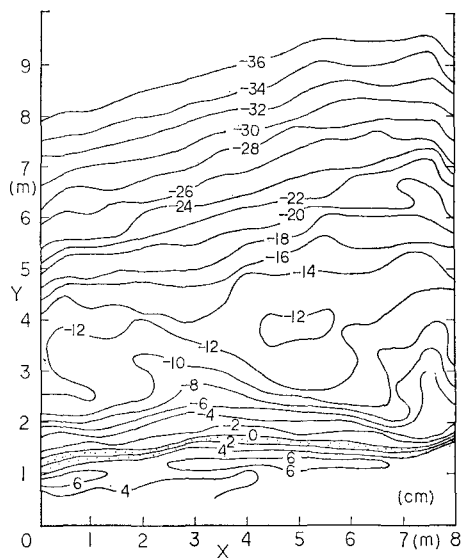


図-2 海浜形状図 (ケース ①, 20 時間後)

間後における海浜形状を示している。初期海浜の等深線は x 軸と約 15° 傾いたものであったが, 図-2 では約 22cm より深い水深においては初期形状がほぼ変化せずに保たれている。また海浜は $x \geq 4$ m の領域では汀線より約 4m の広い範囲で侵食されており, 逆に $x \leq 4$ m の領域では沖合部分に堆積が生じていることがわかる。

次に, このような地形変化の詳しい解析を行う前に, 地形変化に対応する流況の変化を調べることにした。ただし流況は 20 時間後のものについての比較を行うことにした。

図-3~図-6 は流況図を示したものであり, 図-3 は消波堤無し, 図-4 は消波堤間隔 0.5m, 図-5 は間隔 0.2m, 及び図-6 は連続堤の場合である。いずれの場合も図中の○印は 2 波 (2.4 秒) おきのフロートの位置を, また数字は波数を示しており, ●印に投入されたフロートの流跡線を示している。ただし図中の破線は波峰線を, また▽印は碎波線を示している。各ケースの流況の

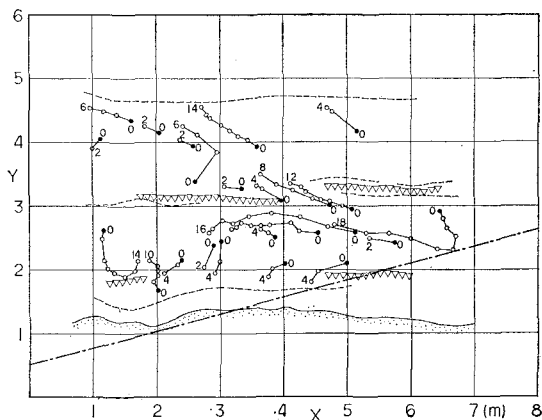


図-3 流況図 (消波堤無し)

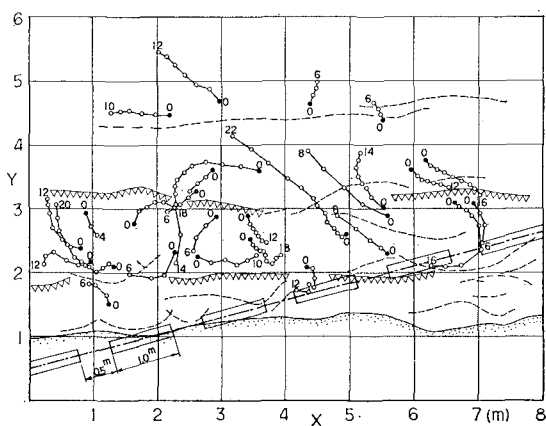


図-4 流況図 (消波堤間隔 0.5m)

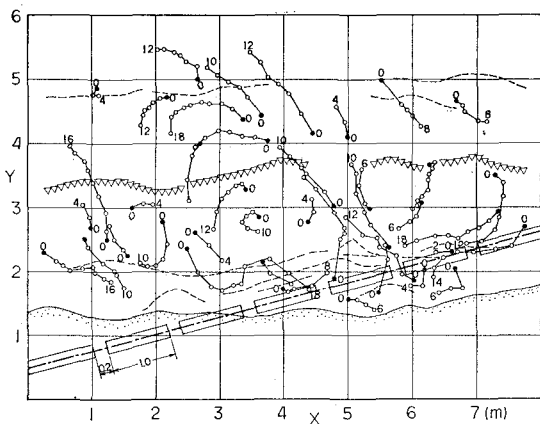


図-5 流況図 (消波堤間隔 0.2m)

相互比較を行うと, 構造物の配置が密になるにつれ離岸流が次第に強くなるのがわかる。すなわち図-3 では (4m, 3m) 付近に碎波点を斜めに横切る方向に弱い離岸流が存在するが, 図-4 ではその規模が増加し, またこの点よりも下流における蛇行流が強くなっている。また図-5 では離岸流及び蛇行流は更に強くなる。

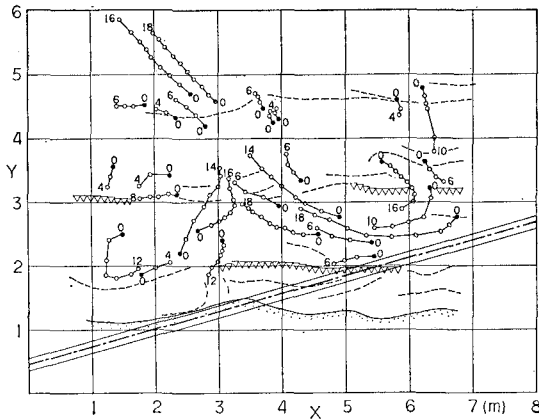


図-6 流況図(連続堤)

図-6 の連続堤の場合には離岸流は一層発達し、波の入射方向となす角が増加する。また図-3 の場合は(2.5 m, 2.5 m)付近で向岸流であったが、図-6 ではその流向が反転し、強い rip feeder current となることがわかる。したがってこのように消波堤の沈下を許す形式では離岸流を増大させると言えよう。ただし消波工を追加して天端高を一定に保つ場合は離岸流はそれほど発達しない⁵⁾。

4. 経験的海浜変形モデル

経験的海浜変形モデルでは沿岸方向距離 x ，岸沖方向距離 y ，時刻 t の関数として与えられた高さ h を式(1)のように展開する。

$$h(x, y, t) = \sum_{k=1}^n c_k(x, t) \cdot e_k(y, t) \quad \dots\dots\dots (1)$$

式(1)では c_k ， e_k 共に時刻 t を含んでいるが，沿岸漂砂や岸沖漂砂による地形変化の岸沖分布が典型的な形状を有するとすれば， e_k については時刻 t にそれほど依存しない分布形が得られるはずである。事実，現地海岸の例⁹⁾ではこのことがほぼ確認された。一方 c_k に関しては海浜の特性長，例えば汀線長や等深線間の距離と相関が見出されている。なお式(1)を用いて解析する際， h としては10時間後または20時間後の測定値より初期形状を差し引いた変動量を用いる必要がある。また地形は水槽壁面を基準として測定されているが，海浜地形変化は汀線を基準とした座標系で解析されなければならない。このため図-7に示すように各断面ごとに初期汀線位置 O_i を各断面の原点とし，この点と相対的に側壁と平行な方向の距離を岸沖距

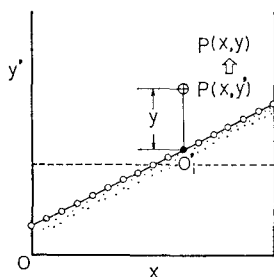
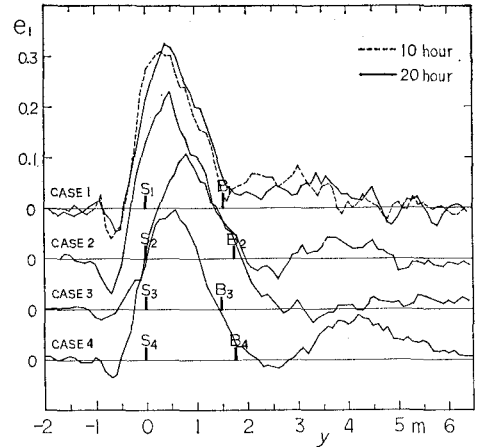


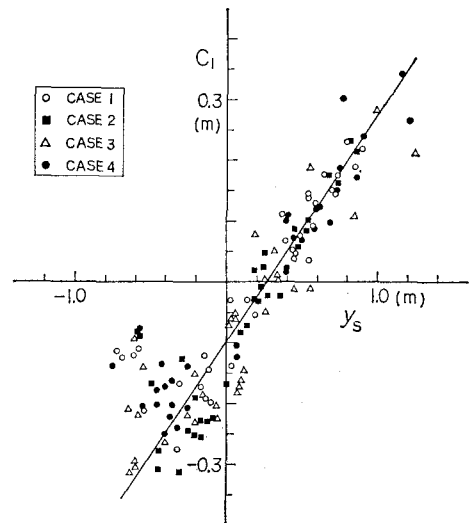
図-7 座標系の変換

距離 y と定め，新しく (x, y) 座標を定めてこの座標系で展開を行うことにした。

図-8 固有関数 e_1 の岸沖分布

離 (y) と定め，新しく (x, y) 座標を定めてこの座標系で展開を行うことにした。

まず最初に図-8は固有関数 e_1 の岸沖分布を示している。上方より順にケース①より④まで原点を0.1ずつずらして描かれており，またケース①では比較のために10時間後と20時間後の e_1 が示されている。また中央断面における初期汀線位置 S ，初期碎波点を B で示してある。いずれの場合も e_1 は良く似た形状を有しており，消波堤の構造や測定時刻の相違によって固有関数は大きく変化せず，初期汀線と初期碎波点の中央やや岸寄りで極大値をとっている。更に初期汀線より陸側においても有意な変化が生じており，またこの関数は岸沖方向のほぼ全域で正値を有する。ただし碎波点沖合で二次のピークを有するものもあるが，これについては物理的に有意なものか，あるいは測定誤差によるものかどうかについては明らかではない。この関数 e_1 に対応する

図-9 関数 c_1 と汀線長 y_s の関係

関数 c_1 は 図-9 に示すように汀線長 y_s の変化と良い相関を有し、汀線が後退する所では c_1 は負に、一方汀線が前進する所では c_1 が正となる。すなわち関数 e_1 の分布形と c_1 の変化よりこれらは沿岸漂砂による地形変化を表わすと考えられる。この点は現地海岸の解析結果³⁾と一致する。ただし 図-9 の y_s が負の領域（侵食領域）におけるデータのバラツキは侵食側の側壁の影響が強く表われたためである。図-9 ではいずれのケースとも図中実線で示されるように式 (2) を満足する。

$$c_1 = -0.096 + 0.36y_s \dots\dots\dots (2)$$

次に第2位の固有関数 e_2 の岸沖分布を示したのが 図-10 である。これには 図-8 と同様に初期汀線・碎波点

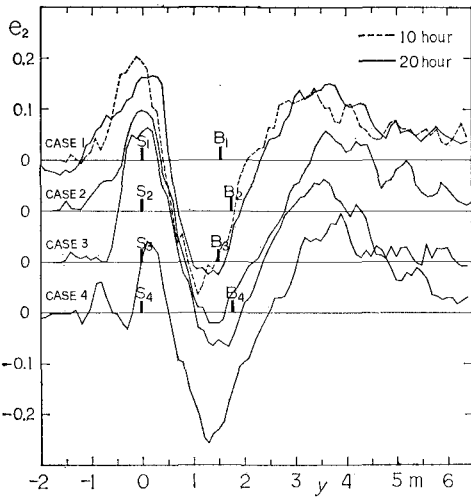


図-10 固有関数 e_2 の岸沖分布

が S, B で示されている。いずれのケースも固有関数はほぼ相似な形状を有し、初期汀線付近で正であり、負の最小値は初期碎波点またはこの点よりもわずかに岸側で生じている。

図-10 に示された地形変化は、その符号が岸沖方向で変化することから碎波帯で侵食された砂が岸及び沖合方向へ移動するときに生ずる変化に対応し、したがってこのような断面内での地形変化は主に岸沖漂砂による地形変化を表わすものと考えられた。

このような岸沖方向の漂砂による地形変化が、2本の代表的等深線間の距離 y_d と相関を有することはすでに前報⁷⁾で明らかにしたが、実験においても 図-11 及び式 (3) に示すようにこのような関係が成立している。ただし 図-11 の横軸は水深 12 cm の等深線と汀線との距離 y_d を示す。

$$c_2 = 0.54 - 0.20y_d \dots\dots\dots (3)$$

また、沖合の代表水深として 12 cm を選定した理由は、この値が 図-10 の極小値位置にほぼ対応する水深であったためである。なお、この値が波高値あるいは移

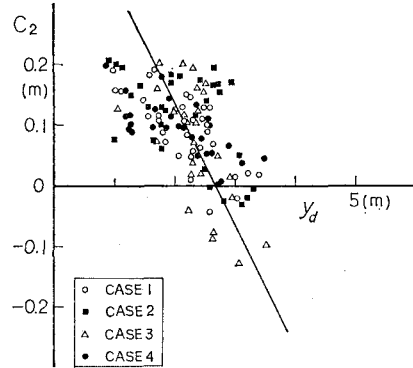


図-11 関数 c_2 と等深線間距離 y_d の関係

動限界水深といかなる関係を有するかについては更に検討が必要であろう。

固有関数 (e_2, c_2) は以上のようにして岸沖漂砂による地形変化に対応することが明らかになったが、図-10 に示された関数 e_2 については、ケース①から④へ消波堤の配置が密になるにしたがい初期汀線からの土砂の打ち上げ距離が減少し、岸方向への砂の移動が阻害されていることがわかる。その量的な変化については十分議論することはできないが、少なくとも連続堤よりも間隔を取った方が良好な結果を与える傾向がある。

以上のようにして沿岸漂砂と岸沖漂形による地形変化を分離したが、第1, 2位の固有値の全固有値の和 ($Tr(A)$) に占める割合をまとめたのが表-2 である。第1, 位の固有値で約 77% 以上が占められている。

表-2 固有値の相対的大きさ

ケース番号	$\lambda_1/Tr(A)$	$\lambda_2/Tr(A)$	$(\lambda_1 + \lambda_2)/Tr(A)$
1	0.486	0.281	0.767
2	0.474	0.328	0.802
3	0.595	0.239	0.834
4	0.562	0.211	0.773

5. 沿岸漂砂量の岸沖分布

著者らの1人⁴⁾は経験的海岸変形モデルと漂砂量の連続式を用いて沿岸漂砂量の岸沖分布を求めたが、ここでも同様な方法によって検討を加える。まず、漂砂量の連続式は、

$$-\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (4)$$

と定義される。ここに、 λ : 空隙率、 q_x : 沿岸漂砂量、 q_y : 岸沖漂砂量であり、また高さ h は鉛直上方を正としたため左辺には負の符号が付いている。

次に高さ h は誤差を除けば式 (5) で表示しうる。

$$h(x, y, t) = h_0(x, y) + c_1(x, t) \cdot e_1(y) + c_2(x, t) \cdot e_2(y) \dots\dots\dots (5)$$

式(5)の右辺第1項は初期地形を, 第2項は沿岸漂砂による地形変化を, 第3項は岸沖漂砂による地形変化を表わしている. 式(5)を式(4)へ代入し, 岸沖及び沿岸成分に分けると沿岸漂砂については近似的に式(6)が成立する.

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} = -(1-\lambda)e_1(y) \cdot \frac{\partial c_1}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (6)$$

更に c_1 に式(2)の関係を代入し, $x=0$ において $q_x=0$ という境界条件を考慮すると q_x は式(7)のようになる.

$$q_x = -0.36(1-\lambda) \cdot e_1(y) \cdot \int_0^x \frac{\partial y_s}{\partial t} d\xi \quad \dots\dots\dots (7)$$

次に y_s が変数分離され, 時間的には指数関数的に変化すると仮定すれば次式が成立する.

$$y_s = y_0(x) \cdot (1 - e^{-kt}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

この関係を式(7)へ代入すると,

$$q_x = -0.36k(1-\lambda)e_1(y) \cdot e^{-kt} \cdot \int_0^x y_0(\xi) d\xi \quad \dots\dots\dots (9)$$

となる. 最後に y_0 に対して線型な関係式,

$$y_0 = y_p \left(1 - \frac{2}{l} x \right) \quad \dots\dots\dots (10)$$

を仮定すれば, q_x は次式のように表わされる.

$$q_x(x, y, t) = -0.36k(1-\lambda) \cdot e_1(y) \cdot e^{-kt} \cdot y_p x \left(1 - \frac{x}{l} \right) \quad \dots\dots\dots (11)$$

この分布形は岸沖方向には $e_1(y)$ と相似な分布形を持ち, 時間的には指数関数的に減衰し, 更に沿岸方向には放物形となっている. 式(11)によって中央断面における $t=0$ の漂砂量分布を試算してみよう. まず, 汀線の時間的变化については, 20時間後の形状を最終形状と見なし, これと初期形状との差を基準として代表地点の変化を調べると, 図-12の結果が得られた. データはバラツキが大きい, 平均的には k はほぼ $0.2/\text{hour}$ 程度の値となる. 一方, 実験結果より空隙率: $\lambda=0.40$, 水槽幅: $l=8\text{ m}$, 汀線変化の最大値: $y_p=1.8\text{ m}$, 位置: $y=4\text{ m}$ と与えられるので, これらの値を式(11)へ代入すると, 式(12)となる.

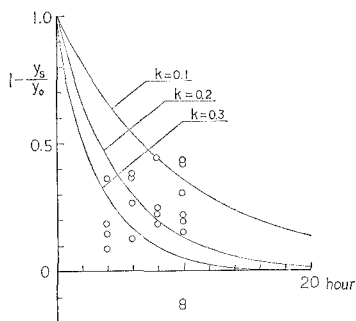


図-12 無次元汀線長の経時変化

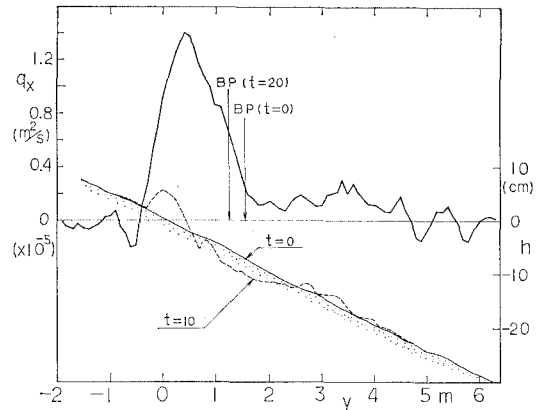


図-13 沿岸漂砂量の岸沖分布

$$q_x(4^m, y, 0) = -4.3 \times 10^{-5} e_1(y) \quad \dots\dots\dots (12)$$

ただし q_x の単位は m^2/sec である. 図-13の太い実線は式(12)の漂砂量分布を描いたものである. ただし符号は変えてある. また図中には $t=0$ と10時間後の地形, 及び砕波点の位置も示されている. 沿岸漂砂量は初期汀線よりわずかに沖合で極大値となり, 初期砕波点でほぼ0となっている.

6. あとがき

本研究は経験的海浜変形モデルの消波堤平面実験への適用を図ったものであり, これにより次の諸点が明らかになった. ① 経験的海浜変形モデルは実験値の解析にも有効であり, これによって沿岸・岸沖漂砂による地形変化の分離ができる. また ② 漂砂量の連続式を導入すれば, 地形変化より漂砂量の岸沖分布が算定できる. ③ 沈下を許す場合, 消波堤の設置は離岸流を増大させ, また岸沖漂砂を助長する傾向があることが明らかになった. ただし実験で得られた離岸流は実験特有のものであって現地と対応しない可能性があり, この点については更に検討が必要である. なお, 沿岸漂砂と岸沖漂砂の収支については割愛したが, これらの点については別の機会に報告したいと考えている.

参考文献

- 1) 橋本 宏: 海浜変形モデルの富士海岸への適用, 第23回海講論文集, pp. 218~222, 1976.
- 2) Madsen, O. S. and Grant, W. D.: Sediment transport in coastal environment, Proc. 15th Coastal Eng. Conf., pp. 1093~1112, 1976.
- 3) 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回海講論文集, pp. 215~219, 1979.
- 4) 田中常義・宇多高明・小池 博・伊藤 広: 養浜の現地実験とその追跡調査について, 第24回水講論文集, pp. 209~214, 1980.
- 5) 橋本 宏・宇多高明: 経験的海浜変形モデルの消波堤模型実験への適用, 土木技術資料, Vol. 22, No. 10, 1980.