

段階的碎波係数を用いた不規則波浪変形 計算モデルの改良

REVISION OF 3-D RANDOM WAVE TRANSFORMATION MODEL WITH
GRADATIONAL BREAKER INDEX

合田良実
Yoshimi GODA

フェロー 工博 横浜国立大学名誉教授 (株) エコー (〒110-0014 東京都台東区北上野 2-6-4)

A directional spectral wave transformation model with random breaking in 3-D bathymetry was presented by the author in 2002 with introduction of a gradational breaker index into a parabolic equation. The model is presently revised with introduction of a secondary gradational breaker index for of negative seabed slope to account for wave decay in the trough zone of a barred beach. The revised model succeeds in predicting wave height variations across the surf zone as shown through comparison with field measurements in the Ajigaura Coast and the data of Duck94 and SandyDuck campaigns.

The model is further applied for analysis of wave transformation by artificial reefs. With addition of a frictional damping factor, calculation yields good agreement with the laboratory and field measurement data.

Key Words : Wave transformation, breaker index, directional random waves, parabolic equation, barred beach, elliptical shoal, artificial reef

1. まえがき

昨年度の海洋開発シンポジウムにおいて著者¹⁾は、3次元地形場の不規則波浪変形を計算するために段階的碎波係数を導入する数値モデルを提案した(前報)。このモデルは不規則波の碎波波高算定図表²⁾をほぼ再現し、またバー型地形や楕円形浅瀬、人工リーフの実験値とかなり一致する計算値を示した。

しかし、その後さらに現地海岸における岸沖方向の波高変化の観測値などと比較すると不具合な点が見いだされ、また現地の人工リーフ周辺の波高観測報告と比較しても、波浪減衰項を修正する必要性が明らかになった。

本報では、段階的碎波係数の定数を海底勾配の正負に応じて変更し、さらに海底摩擦による減衰を取り込んだモデルを開発した結果について報告する。

2. 計算モデル

(1) 放物型方程式

本モデルで用いる放物型方程式は式(1)で表されるように、平口・丸山³⁾による速度ポテンシャルの複素振幅 ϕ の空間定常解を求めるものである。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \left\{ i \left(k_x + \frac{k_y^2}{2k_x} \right) - \frac{1}{2k_x c c_g} \frac{\partial}{\partial x} (k_x c c_g) \right\} \phi + \frac{i}{2k_x c c_g} \frac{\partial}{\partial y} \left(c c_g \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) - f_D \phi \quad (1)$$

ここに、 k_x, k_y は x, y 方向の波数、 c は波速、 c_g は群速度、 i は虚数単位である。また、 f_D は碎波および底面摩擦による波高減衰を表す関数である。

(2) 碎波減衰項の取り扱い

昨年度に紹介した段階的碎波係数は上り勾配、すなわち岸へ向かう海底勾配が正の場合のみを取り扱っていた。波高減衰のうち碎波による項を f_{Db} で表示すると、これは式(2)の形で表される。

$$f_{Db} = \begin{cases} 0 & : a < \kappa h \\ \frac{\alpha_b}{2h} \left[\left(\frac{a}{\kappa h} \right)^2 - 1 \right]^{1/2} & : a \geq \kappa h \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 a は振幅(= $H/2$)、 h は水深、 κ は碎波限界振幅と水深との比(碎波係数と呼ぶ)、 α_b は定数であって $\alpha_b = 0.125$ の値を用いる。碎波係数 κ は波高

レベルに応じてその値を変えて適用する。すなわち、沖波の波高分布がレーリー分布で近似できるとして波高を M 個に分割し、それぞれを次のように定める。

$$H_m = 0.706(H_{1/3})_0 \left[\ln \frac{2M}{2m-1} \right]^{1/2} \quad (3)$$

それぞれの波高に対し、碎波係数を段階的に次のように設定し、これを段階的碎波係数と称する。

$$\kappa_m = \left(C_b \frac{L_0}{h} \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{1.5\pi h}{L_0} (1+15I^{2.5}) \right] \right\} + \beta_0 \frac{H_m}{h} \left(\frac{H_m}{L_0} \right)^{-0.38} \exp(30I^2) \right) \times \left(\frac{H_m}{H_1} \right)^p \quad (4)$$

ここに I は海底勾配、 L_0 は深海波長である。海底勾配は、計算地点から深海波長の0.1倍だけ沖側へ波の来襲方向へ取った地点との水深差で計算する。

式(4)に現れる定数 C_b 、 β_0 および p は前報に述べたように、不規則波の碎波図表²⁾に合致するように、次の値を設定している。

$$C_b = 0.080, \quad \beta_0 = 0.016, \quad p = 0.333 : I > 0 \quad (5)$$

この段階的碎波係数が波高レベルによって変化する状況を示す例が、前報で紹介した図-1である。

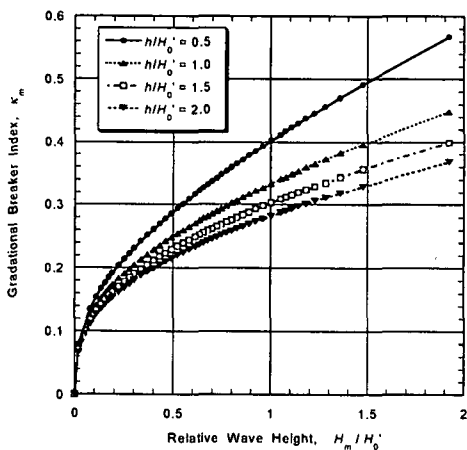


図-1 上り勾配地形における段階的碎波係数

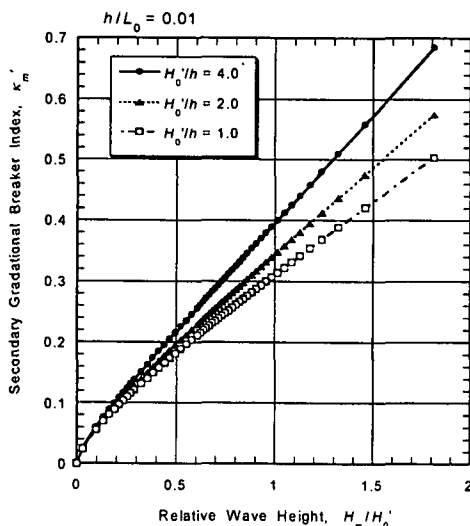


図-2 水平ステップ上の段階的碎波係数

海底勾配が正の場合には、段階的碎波係数の波高比の指数が $p=1/3$ であることによって波高分布の幅が狭まり、 $H_{\max}/H_{1/3}$ は1.3まで減少する。

しかし、バー型海浜のトラフ部分あるいは水平ステップの上では、初期碎波の後でもポーアによるエネルギー損耗が続いて波高が減衰し、やがて碎波が終了して波形が安定する。この再生された波の波高は、上り勾配斜面における碎波の限界波高よりも低い。Kuriyama・Ozaki⁴⁾はこの再生安定波高に対する経験式を導入して、バー型海浜の碎波現象をモデル化している。

波の再生プロセスでは、エネルギーの再配分が行われ、波高分布の幅が広がる。権・合田⁵⁾は、水平ステップ上での各種の代表波高に対する安定波高を不規則波実験で求めており、またバー型地形における実験結果でも再生波の波高分布の広がりが確認される。こうした再生波に対しても式(4)と同形の段階的碎波係数 κ'_m を適用し、定数については再生波の特性を考慮して次のように定める。

$$C_b' = 0.070, \quad \beta_0' = 0.016, \quad p' = 0.667 : I \leq 0 \quad (6)$$

図-2は水平ステップ上の段階的碎波係数の例で、波高水深比 H_0'/h の値によって κ'_m の値が異なるのは、式(4)の右辺第2項の β_0 の効果によるものである。

(3) 海底面での摩擦損失による波高減衰

海底あるいは人工リーフの天端面では、水粒子の水平軌道運動に対する底面せん断力の作用によってエネルギーが失われ、波高が減衰する。すなわち摩擦減衰である。乱流境界層によるエネルギー損失 \bar{E}_f は文献⁶⁾に記載されており、次のように表される。

$$\bar{E}_f = \frac{2}{3\pi} \rho f_w \frac{a^3 \sigma^3}{\sinh^3 kh} = \frac{2}{3\pi} \frac{\rho g f_w k a^3 \sigma}{\cosh kh \sinh^2 kh} \quad (7)$$

ここに、 ρ は水の密度、 f_w は摩擦係数、 σ は角周波数、 k は波数($=2\pi/L$)である。式(7)をエネルギー輸送の平衡方程式に代入し、一様水深における振幅変化の微分方程式を導くと、若干の演算によって次の結果が得られる。

$$\frac{da}{dx} = -\frac{4}{3\pi} f_w \frac{k^2 h^2}{\sinh kh (\sinh 2kh + 2kh)} \frac{a^2}{h^2} \quad (8)$$

すなわち、振幅の減少率は振幅の2乗に比例する。放物型方程式では減衰項が $f_D \phi$ と表されているので、底面摩擦による減衰係数 f_{Df} が次のように表される。

$$f_{Df} = \frac{4}{3\pi} f_w \frac{a}{h^2} \frac{k^2 h^2}{\sinh kh (\sinh 2kh + 2kh)} \quad (9)$$

減衰係数 f_D は碎波および底面摩擦の2項の和であるので、これを式(10)のように表示する。

$$f_D = f_{Db} + f_{Df} \quad (10)$$

摩擦係数としては、一般の海底面については $f_w = 0.01$ 程度とされる。文献⁷⁾によれば海底の摩擦係数の上限値は0.30とされている。しかし、人工リーフ

については天端面の凹凸が激しく、またリーフ内部への浸透による減衰の効果も考えられる。図-3は、大中・吉沢⁸⁾が報告した湯河原海岸の観測値に対し、摩擦係数として $f_w=1.0$ の値を用いて計算した結果を比較したものである。人工リーフは水深約9mの地点に堤長170m、天端幅 $B=32$ mで建設し、後に幅70mに拡幅された。天端高は $TP-1.84$ m、潮位は $LWL=TP-0.84$ m、 $HWL=TP+0.64$ mである。現地では背後の埋立護岸からの反射波があり、大中・吉沢は反射の影響を除去した波高伝達率 H_T/H_I を提示した。

図-3では、現地データの上・下限とみられる値を曲線で示し、3次元地形に対する計算値を周期ごとの記号で表している。計算は3次元地形を対象とし、潮位を3種類、波高を0.625~3.0m、周期を3種類に設定して解析した。人工リーフ背後ではリーフの屈折効果によって波高が場所的に変化するため、リーフ背後の中心軸上の36mの区間の平均波高をもって計算値としている。

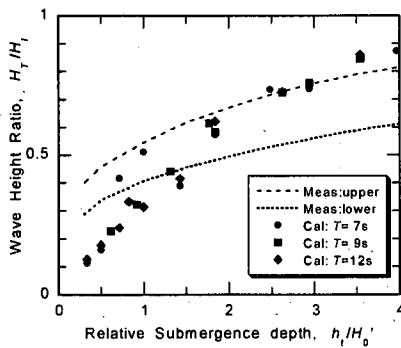


図-3 湯河原海岸人工リーフの波高伝達率の観測値と計算値の比較 (天端幅70m)

リーフ天端上の碎波による減衰が効くのは相対天端水深 h_t/H_0' が0~2程度の範囲であり、それを超えると天端表面の摩擦減衰が支配的となる。図-3では、 h_t/H_0' の値が小さい範囲では計算値が観測値よりも小さく、大きな範囲では観測値よりも大きくなる傾向が見られる。しかし、波高伝達率が相対天端水深によって変化する傾向は計算でも再現されており、本計算モデルの妥当性を例証している。

3. バー型地形の波高変化の実験値との比較

前報では権・合田⁹⁾の実験値と比較してトラフ部分の減衰が不足であったことを紹介した。海底勾配が負の地形に対する段階的碎波係数を導入した結果が図-4である。 $H_{1/3}$ 、 H_{rms} とも $x=6$ m付近の減衰が若干不足しているが、全体としては良く一致している。なお、 H_{max} の計算値は参考のために表示したものである。

また、SUPERTANKのケースS1208Bについて実験値と計算値の比較を図-5に示す。実験データはKraus et al.⁹⁾による。このケースではバーの頂部で

実験値が一度急減してから再び回復している。この急変については再現できないけれども、トラフ部分については計算値が実験値と良く一致している。

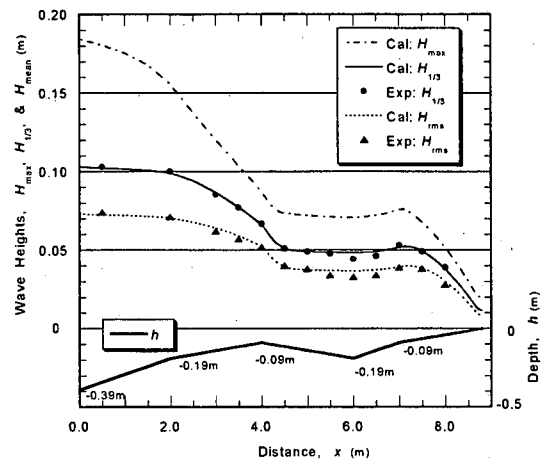


図-4 権・合田⁹⁾によるバー型地形における波高の実験値と計算値の比較： $H_0'=0.104$ m, $T_{1/3}=0.98$ s

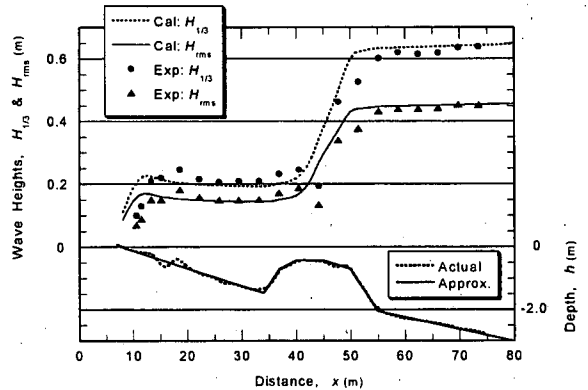


図-5 SUPERTANKのケースS1208Bの実験値と計算値の比較： $H_0'=0.639$ m, $T_{1/3}=2.7$ s

4. 現地海岸における観測値との比較

現地海岸における岸沖方向の波高変化の観測事例として、堀田・水口^{10), 11)}のデータを検討する。観測は茨城県那珂湊市阿字ヶ浦海岸の旧建設省土木研究所の観測栈橋を利用し、汀線に直角に60本近くのポールを1列に約2m間隔で打設し、水位の時間変化を11台の16mmメモーションカメラで撮影した。当初の論文¹⁰⁾では微小な水面変動もゼロダウクロス解析の対象としたけれども、次の論文¹¹⁾ではゼロ線の上下に不感帯を設けて微小水面変動を除去している。後者の解析結果を本モデルによる数値計算と比較したのが図-6である。

沖波の波浪条件は、やや恣意的ではあるけれども波向 $\alpha_0=0^\circ$ 、周波数スペクトルの尖鋭度パラメータ $\gamma=3.3$ 、方向集中度パラメータ $S_{max}=25$ を仮定した。

計算は $M=301$ 、 $C_b=0.080$ 、 $\Delta x=0.5$ mの条件で行った。観測された $H_{1/10}$ は距離85~105mの区間で非線形浅水変形によると見られる顕著な増大を示してい

るが、線形浅水変形に基づく本モデルではこの現象を再現できない。しかし、碎波による減衰過程は本モデルでかなり良く再現されている。距離35m付近からのトラフの岸側では、 $H_{1/10}$ の計算値が観測値と良く一致し、 $H_{1/3}$ の計算値はやや過大、 H_{rms} については計算値がかなり過大となっている。これは、実際の波高分布の幅が広く、波高の小さな波が多く出現したためであり、文献¹¹⁾のFig. 13にはそうした波高分布が例示されている。

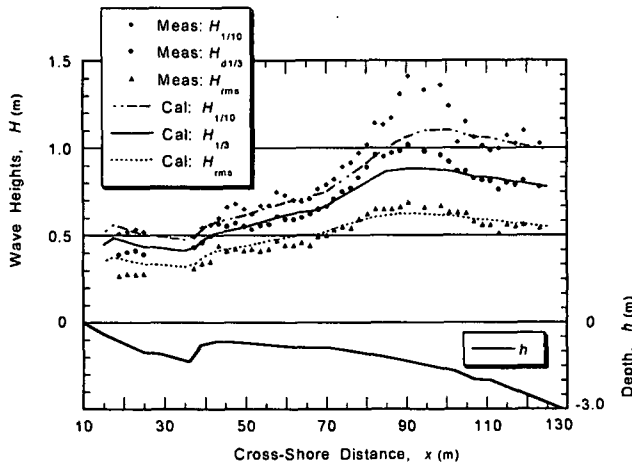
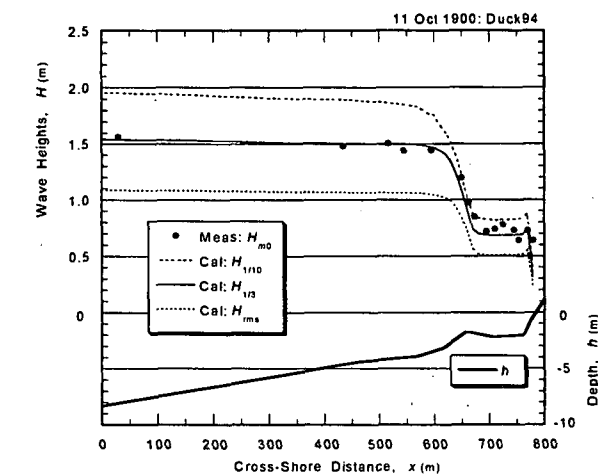


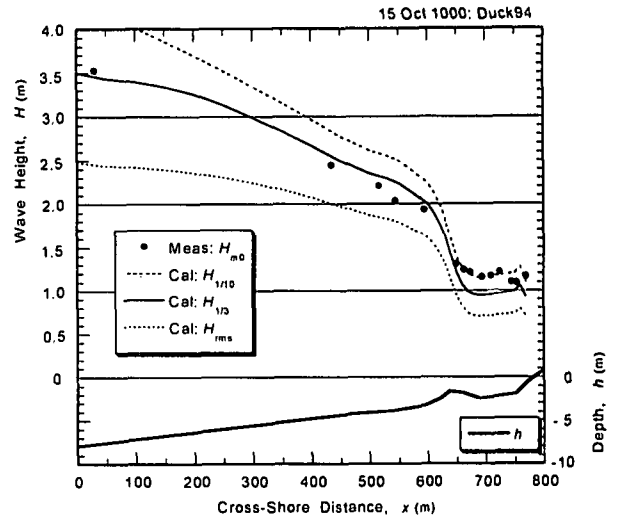
図-6 阿字ヶ浦海岸における観測波高と計算値の比較 ($H_0' = 0.70 \text{ m}$, $T_p = 9.0 \text{ s}$, $\alpha_0 = 0^\circ$, $\gamma = 3.3$, $S_{\max} = 25$)

次に、米国陸軍工兵隊海岸工学研究センターの観測栈橋周辺で1994年に行われた、Duck94プロジェクトによる波高観測結果との比較を図-7に示す。このときの波高データについてはSmith¹²⁾が種々の計算モデルとの比較を報告している。波高、周期のデータはSmithの提供によるが、波向は経時変化を考慮して調整し、 γ および S_{\max} の値は適宜設定した。

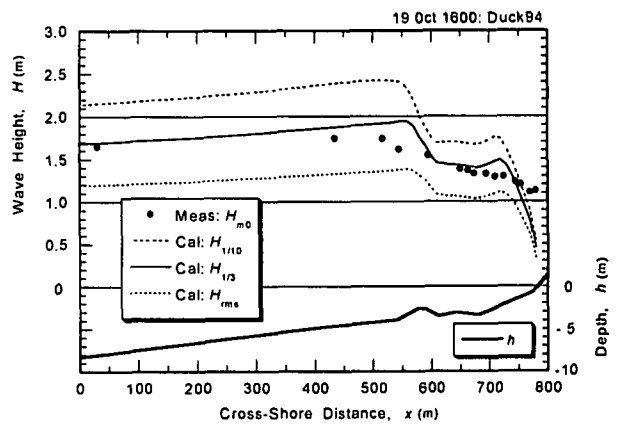
ここに示す3ケースのうち、(a)では計算値が観測値に良く一致しているが、(b)ではやや過小、(c)ではやや過大な推定値となっている。ただし、全体としては、良好な結果を与えている。



(a) $H_0' = 1.67 \text{ m}$, $T_p = 6.7 \text{ s}$, $\alpha_0 = 28^\circ$, $\gamma = 1.0$, $S_{\max} = 10$



(b) $H_0' = 3.53 \text{ m}$, $T_p = 10.7 \text{ s}$, $\alpha_0 = -18^\circ$, $\gamma = 1.0$, $S_{\max} = 10$



(c) $H_0' = 1.53 \text{ m}$, $T_p = 13.6 \text{ s}$, $\alpha_0 = 15^\circ$, $\gamma = 3.3$, $S_{\max} = 25$

図-7 Duck94における観測波高と計算値の比較

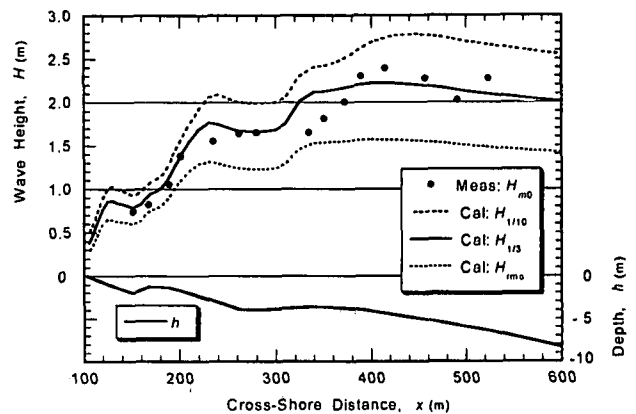


図-8 SandyDuckにおける観測波高と計算値の比較 ($H_0' = 1.75 \text{ m}$, $T_p = 12.6 \text{ s}$, $\alpha_0 = 17^\circ$, $\gamma = 3.3$, $S_{\max} = 25$)

さらに、米国の観測栈橋におけるプロジェクトであるSandyDuckの観測波高との比較の1例を図-8に示す。なお、データはDr.N.K.Krausから提供されたものである。また、図-7、8の観測有義波高はスペクトルの0次モーメントに基づく H_{m0} である。

図-7、8では観測値との適合を良くするために、

段階的碎波係数の比例定数を式(6)の値からやや引き下げた $C_b = 0.07$, $C_b' = 0.061$ の値を用いている。紙数の都合で本論文では紹介できないけれども、茨城県波崎海岸の観測結果に対しても $C_b = 0.07$ を使うことが必要であった¹³⁾。 $C_b = 0.08$ が適合した阿字ヶ浦海岸は離岸距離が約 100m と短かったのに対し、他の海岸では離岸距離が 400~800m と長い。計算では沿岸方向の一様性を仮定したけれども、その仮定が成立せずに屈折変形の影響があったのかもしれない。なお海底摩擦による減衰は 0.5% 以下であった。比例定数の値については今後の検討課題である。

5. 楕円形浅瀬周辺の波高実験値との比較

前報では 3 次元地形に対する本計算モデルの適用性検討の事例として、Vincent・Briggs¹⁴⁾ が行った楕円形浅瀬による方向スペクトル波浪の変形実験を取り上げた。今回は、海底勾配が負の地形に対する段階的碎波係数の定数を改定したことによって、浅瀬頂部の背後の波高が若干減少した。

図-9 は方向分散が大きくて波高が大きなケース B5 について岸沖方向の波高変化を計算した結果である。前報では浅瀬の背後へ波が回り込んで $x = 10\text{m}$ 付近で極大値を示していた。しかし、今回はそうした波高増大が起きていない。岸沖方向については実験値が提示されていないために確認が出来ないけれども、今回のほうが実際に近いのではないかと思われる。

なお、浅瀬前方の $h = 0.457\text{m}$ の一様水深部で波高減衰が起きているのは、周期が $T_p = 1.3\text{s}$ であって水深波長比が $h/L_0 = 0.17$ であり、碎波限界が $H_b/h \approx 0.53$ と低いためである。また、 $x > 10\text{m}$ の領域では H_{max} が漸増しているのに対し、 $H_{1/3}$ と H_{mean} は漸減していて、波高分布の幅が広がっている。これは式(6)で波高比の指数を $p' = 2/3$ に設定したことによる。

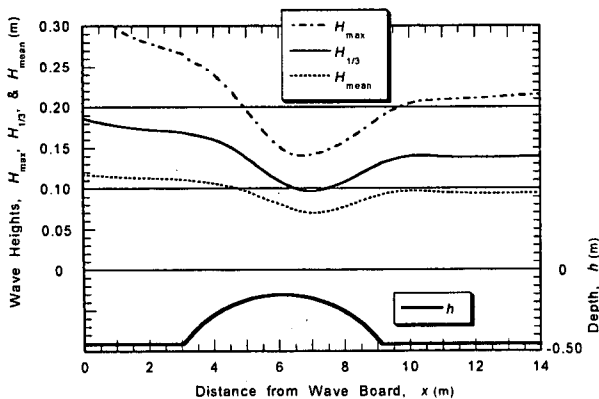


図-9 浅瀬中心軸を通る岸沖方向の波高分布 (ケースB5: 代表波高の差異による比較)

また、浅瀬中心から 6.1m 後方の沿岸方向 (造波板に平行) の波高分布を図-10, 11 に示す。前者は波

浪の方向分散が小さいケース、後者は方向分散が大きいケースである。波高が小さなケース U3, N4 は変わりがないけれども、碎波減衰の著しい N5 と B5 では浅瀬中央の背後の計算波高が減少しており、実験値との適合度がやや向上している。ただし、実験では $y = 0$ の中央部で波高が最小になっているのに対し、計算では最大を示すという食い違いがあり、問題を残している。

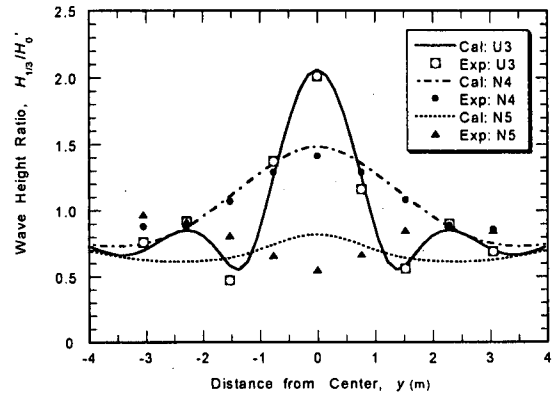


図-10 方向分散が小さいケースの実験および計算による沿岸方向の波高分布の比較

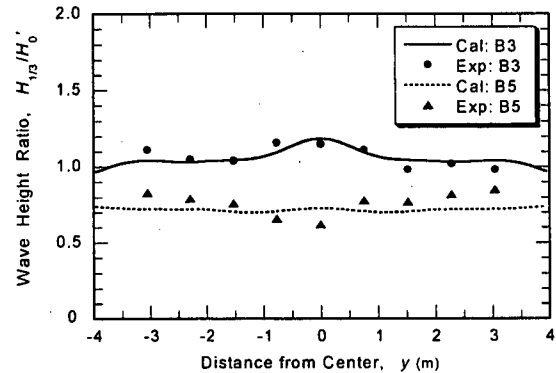


図-11 方向分散が大きいケースの実験および計算による沿岸方向の波高分布の比較

6. 横型人工リーフ周辺の波高実験値との比較

前報では、著者¹⁵⁾ が先に発表した人工リーフの実験波高について計算値と比較した結果を述べた。実験は、勾配 1/20 の一様斜面上で縦型・横型リーフについて 2 通りの波で行っており、ここでは堤長 1.00m、天端幅 0.45m の横型リーフを 2 基、天端面で 0.80m 空けて設置したケースについての比較を示す。

図-12 は $H_{1/3} = 0.075\text{m}$, $T_{1/3} = 1.2\text{s}$ の一方向不規則波が斜め 15° で作用したときの等波高比線分布である。天端面は $x = 3.5 \sim 3.95\text{m}$ の位置にある (水深 $0.125 \sim 0.1025\text{m}$)。リーフの背後に波高比 0.3 以下の低波高部があり、さらにその波下側に波高比 0.7 以上の波の集中域がある。このリーフ後方で波高増大は、放物型方程式が急勾配底面に対する境界条件

を取り込んでいないために、リーフ横断面からの波の部分反射を再現できず、天端上に進む波のエネルギーが増大し、人工リーフによって波の屈折効果が過大に表現された見かけの現象と考えられる。

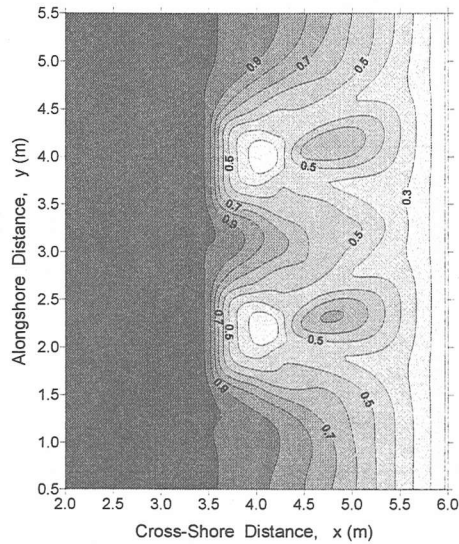


図-12 横型人工リーフ周辺の等波高比線図 ($H_{1/3} = 0.075 \text{ m}$, $T_{1/3} = 1.2 \text{ s}$)

また、距離 $x=4.0\text{m}$ および $x=4.5\text{m}$ の位置の沿岸方向の波高について実験値と計算値を比較した結果を図-13に示す。なお、リーフ断面図は参考のために $x=3.5\text{m}$ の位置のものを示している。リーフの直背後で計算値が過小となっていることが分かる。

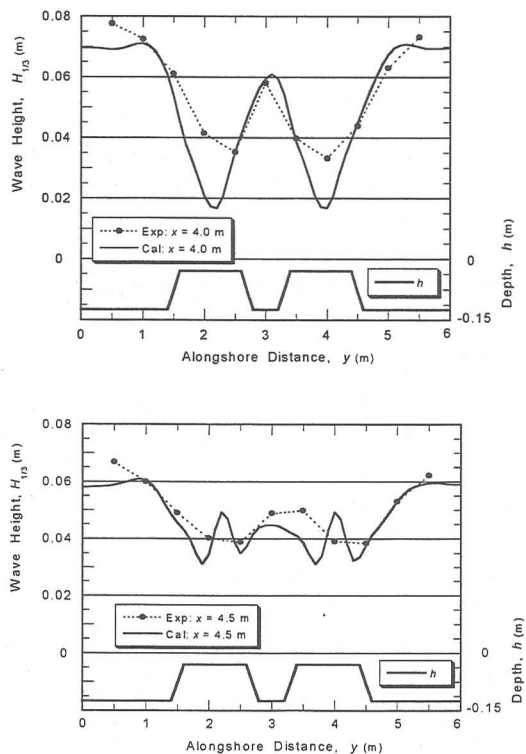


図-13 横型リーフ後方の沿岸方向の波高分布

ここに示した以外にも縦型人工リーフ等の実験値に対する比較を行っており、本モデルが人工リーフ周辺の波高分布を的確に計算できることを確認している。これについては第50回海岸工学講演会で発表の予定である。

7. むすび

ここに紹介した段階的碎波係数を導入した不規則波浪変形計算モデルは、理論的には問題点を含むものの、各種の実際問題への適用性が高い。今後、現地観測および大型実験のデータなどと照合しながら、経験的に設定した定数値の精度を高めることによって、その信頼性を向上することが課題であろう。

参考文献

- 1) 合田良実：段階的碎波係数を導入した3次元地形場の不規則波浪変形計算，海洋開発論文集，第18巻，pp. 197-202, 2002.
- 2) 合田良実：浅海域における波浪の碎波変形，港湾技術研究所報告，第14巻，第3号，pp.59-106, 1975.
- 3) 平口博丸・丸山康樹：斜め入射波に対する放物型方程式の適用性の拡張，第33回海岸工学講演会論文集，pp. 114-118, 1986.
- 4) Kuriyama, Y. and Ozaki, Y.: Wave height and fraction of breaking waves on a bar-trough beach - field measurements at HORS and modeling, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol. 35, No. 1, pp.1-38, 1996.
- 5) 権ヒュクシ・合田良実：バー型地形における不規則波の碎波変形について，海岸工学論文集，第42巻，pp.101-105, 1995.
- 6) 堀川清司編：海岸環境工学，東大出版会，p.67, 1985.
- 7) 同上 p.65.
- 8) 大中 晋・吉沢央明：人工リーフの天端幅の違いによる波浪低減効果および反射率に関する現地調査，海岸工学論文集，第39巻，pp.641-645, 1992.
- 9) Kraus, N.C., Smith, J. M., and Sollitt, C.K.: SUPERTANK laboratory data collection project, *Proc. 23rd ICCE, Venice*, ASCE, pp.2191-2204, 1992.
- 10) 堀田新太郎・水口 優：碎波帯内の波の現地観測，第26回海岸工学講演会論文集，pp.152-156, 1979.
- 11) Hotta, S. and Mizuguchi, M.: A field study of waves in the surf zone, *Coastal Engineering in Japan*, JSCE, Vol. 23, pp. 59-79, 1980.
- 12) Smith, J.M.: Breaking in a spectral wave model, *Ocean Wave Measurement and Analysis (Proc. WAVES 2001)*, ASCE, pp.1022-1031, 2001.
- 13) 合田良実：不規則波浪変形計算における段階的碎波係数の導入について (Ver. 4)，*ECOH/YG 技術論文 No. 2*, 18p., 2003. (<http://www.ecoh.co.jp/> 会社紹介/顧問)。
- 14) Vincent, C.L. and Briggs, M.J.: Refraction-diffraction of irregular waves over a mound, *J. Waterways, Port, Coastal and Ocean Engrg.*, ASCE, Vol. 115, No. 2, pp. 269-284, 1989.
- 15) 合田良実：屈折効果を利用した縦型人工リーフシステムの特性について，*土木学会論文集*，No. 663/II-53, pp. 55-67, 2000.