

潜堤上の波形解析と実験

Numerical Analysis and Experiment on Wave Deformation over a Submerged Breakwater

吉田 茂*・早川典生**・細山田得三**

Shigeru Yoshida, Norio Hayakawa and Tokuzou Hosoyamada

The unsteady mild-slope wave equation to calculate wave deformation over a submerged breakwater is derived and some numerical calculation has been conducted with the result compared with the experimental data in order to assess the applicability of the derived equations. As a result, the breaking wave attenuation coefficient is found to be 0.015 to obtain a good reproduction for the case of wave breaking over a submerged breakwater. The numerical result gives the breaking wave profiles over a submerged breakwater in a great detail both in space and time.

Keywords: wave deformation, breaking wave, submerged breakwater, mild-slope wave equation

1. はじめに

海岸侵食を防止あるいは軽減するために、従来離岸堤が採用されている。しかし近年、自然景観の保護が重要視され、またこれ以外の利点も考えられることから、徐々に(離岸)潜堤へと移行する気運となっている。しかし潜堤を設置した場合の周辺波浪場の影響についてはまだ十分には把握されていないため、これを明らかにすることは、潜堤の設計上極めて重要なことである。従来、この種の研究として、泉宮ら¹⁾、Somchai、磯部、渡辺²⁾の他、二、三の研究がある。本研究ではそれらの研究を進めて、緩勾配傾斜面上に設置された透過性潜堤周辺の波の場の予測を可能にすることを目的として、緩勾配の仮定のもとで波動方程式を導き、非定常の緩勾配方程式を得た。そして、この方程式の適用性を調べるため数値解析を行い、実験との比較を試みた。これらについて述べ、考察を行う。

2. 潜堤が存在する場合の非定常緩勾配方程式

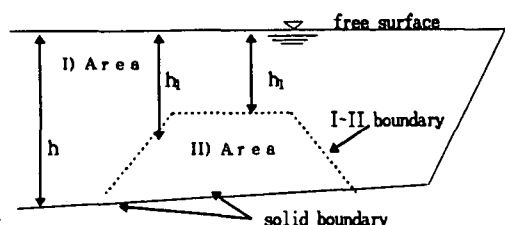


図-1 理論上のモデル

図-1のように、潜堤のない領域をI) Area、潜堤のある領域をII) Area とし、それぞれの速度ポテンシャルを Φ および Ψ とする。Berkhoff³⁾が緩勾配方程式を導いたのと同様の手法を用いる。すなわち、I) Area、II) Area に対して、

$$\int_{-h_1}^0 (F_1 \nabla^2 \Phi + F_1 \frac{\partial^2 \Phi}{\partial Z^2}) dZ + \int_{-h}^{-h_1} (F_2 \nabla^2 \Psi + F_2 \frac{\partial^2 \Psi}{\partial Z^2}) dZ = 0 \quad (1)$$

が満足されるものとして波動方程式を導く。ここで

$$\Phi = -\frac{ig}{\sigma} F_1(z) \bar{\eta}(x, y) e^{-i\sigma t} \quad (2)$$

$$\Psi = -\frac{ig}{\sigma} F_2(z) \bar{\xi}(x, y) e^{-i\sigma t} \quad (3)$$

とおく。

記号については、 h : 水深、 h_1 : 潜堤上の水深、 i : 虚数単位、 σ : 角振動数、 $\bar{\eta}, \bar{\xi}$: 波形分布関数である。(2),(3)を(1)に代入し、水面条件、潜堤表面上の境界条件、不透過斜面上での境界条件のもとで解くと、次の波動方程式(4)および(5)が得られる。ただし、(4)式の誘導においては、底勾配の高次項、水深の高階微分項を無視している。また、水面条件、潜堤表面上での圧力の連続条件およびポテンシャルの連続条件を用いることにより、潜堤上の分散関係式(6)が得られる。

* 正会員 長岡工業高等専門学校環境都市工学科 (940 長岡市西片貝町888)

** 正会員 長岡技術科学大学建設工学系

$$\nabla(a\nabla\bar{\eta}) + k^2 a \bar{\eta} = 0 \quad \text{------(4)}$$

$$a = \frac{g}{k} \tanh kh_1 \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh_1}{\sinh 2kh_1} \right] + \frac{qg}{k} \tanh k(h-h_1) \tanh^2 kh_1 + \frac{qg}{k} \frac{\tanh k(h-h_1)}{\cosh^2 kh_1} \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2k(h-h_1)}{\sinh 2k(h-h_1)} \right] + \frac{q^2 g}{k} \tanh kh_1 \tanh^2 k(h-h_1) \frac{1}{2} \left[1 - \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right] \quad \text{------(5)}$$

$$\sigma^2 = gk \frac{\tanh kh_1 + q \tanh k(h-h_1)}{1 + q \tanh k(h-h_1) \tanh kh_1} \quad \text{------(6)}$$

ここに、 $q = \lambda / (\tau + i f)$ 、記号については
 k ：複素波数、 λ ：潜堤の空隙率、 τ ：慣性係数、 f ：
線形抵抗係数である。なお、(4),(5),(6)は導出法は異
なるようであるが、泉宮¹⁾が導いた式と同じものである。
さらに、(4)に対応して、砕波減衰を考慮した非定常緩勾
配方程式として、次式

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + C^2 \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{f_D}{m} Q_x = 0 \quad \text{------(7)}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{m} \frac{\partial}{\partial x} (m Q_x) = 0 \quad \text{------(8)}$$

$$\eta = \bar{\eta}(x, y) e^{-i\omega t}, Q_x = \int_{-h}^{\eta} u dz, m = \frac{k^2}{\sigma^2} a$$

を導くことができる。ここで、

Q_x ：線流量、 c ：波速、 η ：水面波形、 f_D ：
砕波減衰を規定する量である。

本研究では、(7)、(8)について数値解析を行う。

3. 数値計算の方法

差分間隔を Δx 、時間間隔を Δt とし、 η 、 Q_x の
計算点は、スタッガードメッシュ、時間に対する計算に
は、leap-frog法を用い(7)、(8)式の差分化を行った。
砕波減衰項 $f_D Q_x / m$ の Q_x については、一ステップ前
の値を用いる差分スキームとした。沖側では入・反射
波共存条件、岸側では通過波条件を用い、静止状態の初
期値から出発して逐次計算を行った。

砕波減衰項は、堤上で砕波する場合に計算する。砕波
条件としては、合田の砕波指標より得られる砕波水深
が潜堤上の水深を上まわり、かつ渡辺らにより提案さ

れたある点における波峰下静水位流速と波速の比が
砕波点における同流速と波速の比を上まわるという2
つの条件を同時に満足する場合に砕波するとした。 f_D
については、基本的にはDibajinia・渡辺⁴⁾に従った。

$$f_D = \alpha_d \tan \beta \left(\frac{\tanh kh}{kh} \right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{\frac{g}{h}} \sqrt{\frac{r-r_r}{r_s-r_r}} \quad \text{------(9)}$$

ここで、 $r = |\eta|/h$ 、 $r_s = 0.4(0.57 + 5.3 \tan \beta)$ 、
 $r_r = 0.2(H/h)_b$ であり、また、 α_d ：砕波減衰係数、
 $\tan \beta$ ：海底勾配である。ただし、(9)式において、
 $()^{1/2}$ を付加したところが、Dibajinia・渡辺と
異なる。

4. 数値実験と水槽実験

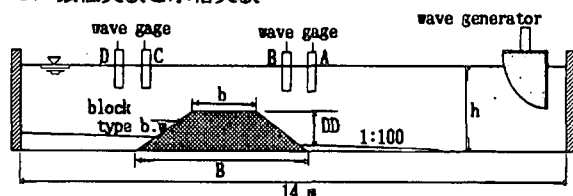


図-2 数値実験および水槽実験モデル

図-2は数値実験に用いたモデルである。数値実験
では岸側に原点を置き、潜堤を越えて沖側終端（造波機
位置）まで、1000点の格子点を設けている。まず
数値実験の進行状況を確認するために、水深を一定
($h = 29.5 \text{ cm}$)とし、潜堤がない場合の計算を
行なった。入射波の周期を $T = 0.8 \text{ (sec)}$ 、波高
を $H_I = 6.0 \text{ (cm)}$ とし、波高計は図-2示す
ような配置で、その設置位置（格子点番号）は、A（
570）、B（535）、C（345）、D（310）
であるとして数値計算を行なったものが、図-3および
図-4である。この計算では収束条件を考慮し、
 $\Delta x = 1 \text{ cm}$ 、 $\Delta t = 5 \text{ msec}$ としている。
各図とも4台の波高計の記録を示している。図中の記
号A、B、C、Dは各波高計位置での波形記録の始点を
示したものである。造波機に近い方から水面の振動が
始まるので、各図ともA、B、C、Dの順になっている。
図より、波形は変形することなく伝わっており、また
岸側、沖側の端条件にも異常のないことが確認された。

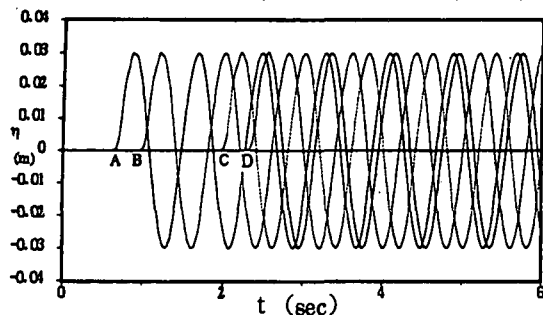


図-3 潜堤がない場合の波形（全体図）

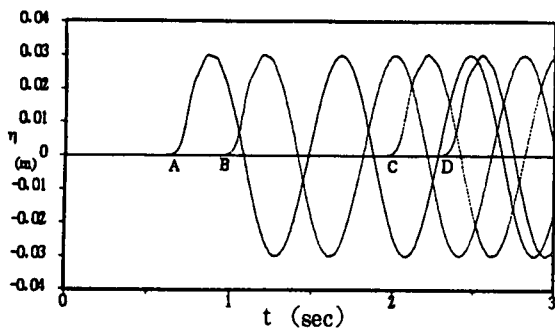


図-4. 潜堤がない場合の波形（詳細図）

4. 1 水槽実験

図-2 のように海底勾配 $\tan\beta = 1/100$ 上に消波ブロック（外形 10.5 cm ，脚長 3.5 cm ）を乱積みとした潜堤を設置した。設定周期 $T = 0.8\text{ sec}$ ，および $T = 1.2\text{ sec}$ ，入射波高 $H_I = 4 \sim 7\text{ cm}$ ，沖側の定水深 $h = 28 \sim 40\text{ cm}$ ，潜堤天端上水深 $d = 1 \sim 15\text{ cm}$ ，潜堤天端幅 b および底幅 B の組を7種類に変化させた実験を行なった。波高計設置位置は、数値計算と完全に対応させる都合上、整数値とし、潜堤沖側角部より沖へ、波高計Aは 75 cm ，波高計Bは 40 cm ，潜堤岸側角部より岸へ、波高計Cは 40 cm ，波高計Dは 75 cm の位置に設置しており、潜堤の寸法により、波高計位置は変化するが、角部からの距離は一定とした。

4. 2 数値計算

次に実験と比較するために行なった数値計算では、諸定数を $\alpha_d = 0.015$ ， $\tan\beta = 0.01$ ， $\lambda = 0.45$ ， $\tau = 1.1$ ， $f = 0.7$ とした。ここで α_d は本実験で砕波するものについて通過率を求め、それと数値計算より得られる通過率とを比較し、全体的に一致するように定めたものである。差分間隔はすべてのケースで $\Delta x = 1\text{ cm}$ とした。また周期や水深を変化させて実験を行うので、収束条件を考慮し、計算時間間隔は $T = 0.8\text{ sec}$ で $\Delta t = 5\text{ msec}$ ， $T = 1.2\text{ sec}$ で $\Delta t = 4\text{ msec}$ とした。

5. 数値計算波形と実験波形との比較および考察

図-5 は入射波周期 $T = 0.812\text{ sec}$ ，入射波高 $H_I = 6.48\text{ cm}$ ，沖側の定水深 $h = 32.0\text{ cm}$ ，潜堤天端上水深 $d = 2.0\text{ cm}$ ，潜堤天端幅 $b = 30.0\text{ cm}$ ，潜堤底幅 $B = 50.0\text{ cm}$ の場合の数値計算波形と実験より得られた波形を比較したものである。WG-A～WG-Dは、それぞれA波高計～D波高計を示し、いずれも4波目以降の波高計記録について比較している。C波高計やD波高計では、実験波形が一波一波微妙に異なっていることや、またC波高計とD波高計を比べた場合、両者は著しく異なった波形を記録していることがわかる。この理由について説明を加えると、この実験では、脚長 3.5 cm の消波ブロックを使用し

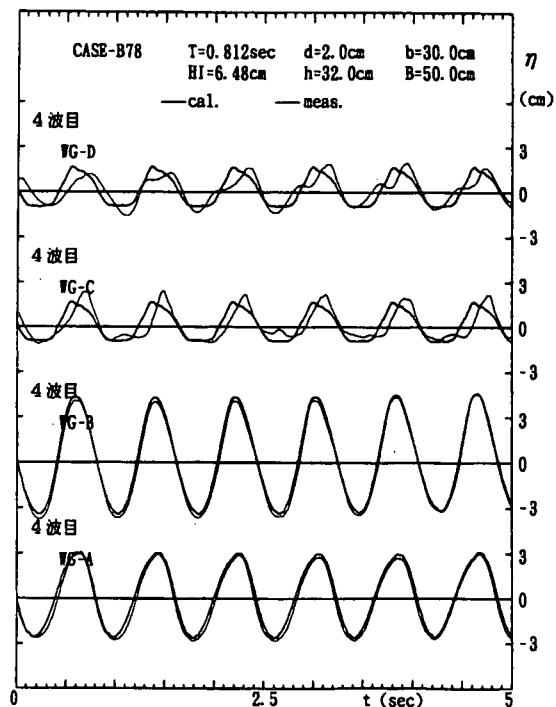


図-5 数値計算波形と実験波形（砕波の場合）

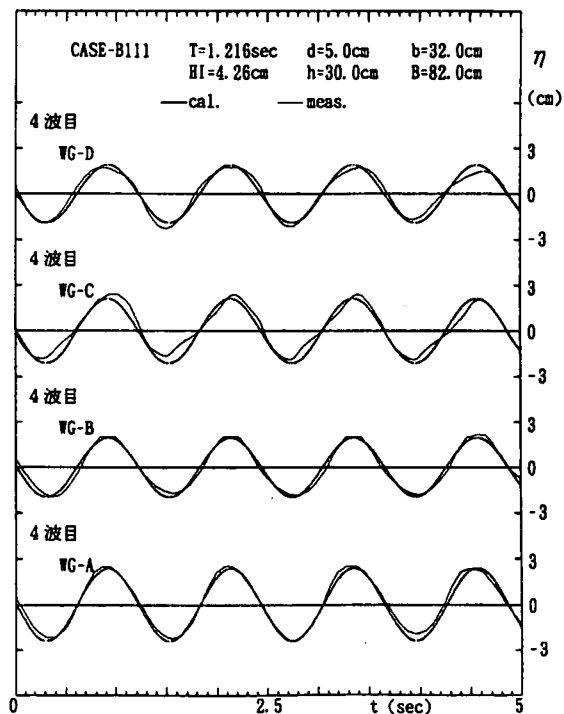


図-6 数値計算波形と実験波形（非砕波の場合）

ているため、潜堤天端はこの脚が多数とびだしており（凸部と凹部の高低差はおよそ 3 cm 程度）、これらによる直接的影響と、ブロック凸部での反射波が潜堤背後の各地点に異なった影響を与えることなどの結果と思われる。これらをふまえて数値計算波形との比較を行うと、C波高計では波の谷部は実験波の特徴と良く一致している。しかし波の山部は実験波の方が尖り、かつ直立している。一方計算波形は、先端部がわずかに背

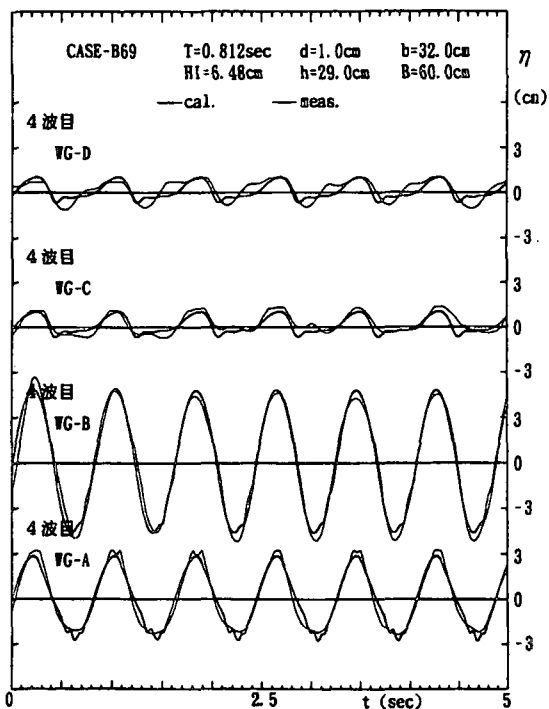


図-7 数値計算波形と実験波形（砕波の場合）

面へ傾斜している。しかし全体的には、砕波後の波形はほぼとらえられていると思われる。一方A、B波高計では、ほぼ一致しているといえる。

図-6 は、周期 $T=1.216\text{ sec}$ の場合である。A、B波高計では、ほぼ一致しているといえるが、実験波形の方が幾分、背面に傾斜している。C波高計の実験波形は山部がやや尖り、谷部は非対称となっている。D波高計の波は潜堤より離れているため、かなり復元されており、数値計算波形と近い形になっている。

図-7 は周期 $T=0.812\text{ sec}$ 、潜堤天端上水深 $d=1.0\text{ cm}$ の場合である。この実験のC、Dの波形は d の大きい他のcaseのC、Dの波形と異なり、波形の山部に丸みがあり、砕波減衰係数 $\alpha_d=0.015$ ではやや一致度が悪い。そのため $\alpha_d=0.01$ として数値計算を行ったものである。まずA波高計の実験波は、山部がとびだしておりかつ割れている。またB波高計の実験波は、谷部が深い。実験上での波高計位置は、潜堤角部からの距離で決めているが、この角部が定めにくい（ブロックの凹凸のため）ため、数値計算上の波高計位置との食い違いの可能性もあり、良く一致しているとはいえない。一方、C、Dの波高計は水路中心線上に設置されているにもかかわらず、かなり異なった波形を記録している。これは前述したように、ブロックからの反射波が斜めから進入している結果と思われる。数値計算波形は、C波高計で良く一致しているといえる。図-8 は本数値計算で実行されている砕波計算の一例を示したものである。周期 $T=0.812\text{ sec}$ 、波

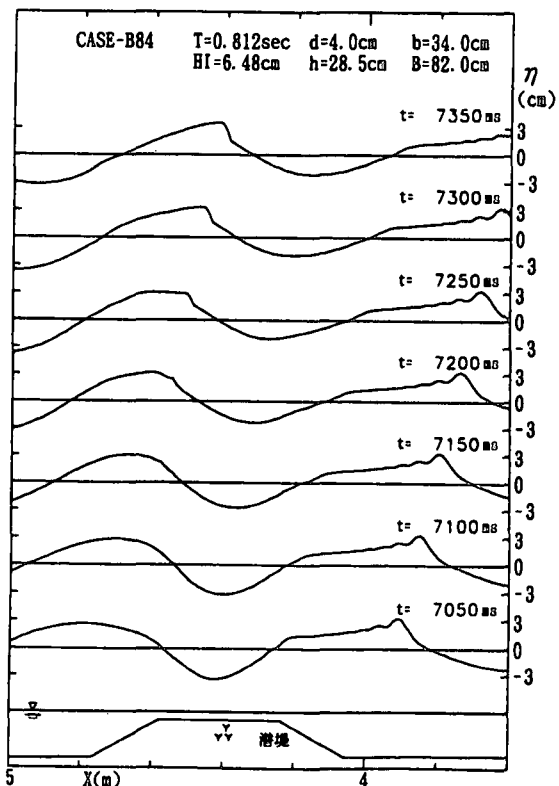
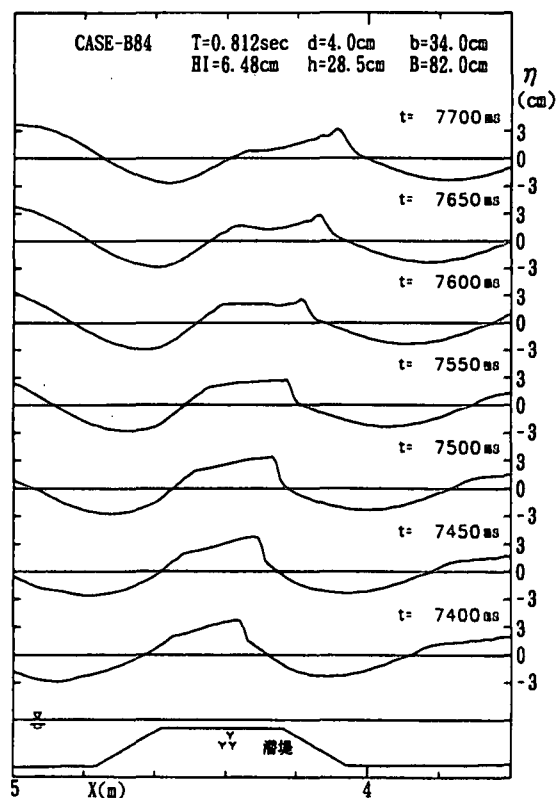


図-8 数値計算による潜堤上の砕波過程

高 $HI=6.48\text{ cm}$ 、潜堤天端上水深 $d=4.0\text{ cm}$ の場合である。時間経過と共に波形が左から右へ移動する。右側の波は砕波を終了して進行する波、左側の波が潜堤に入射してくる波である。左側の波に注目す

ると、時刻 $t = 7150 \text{ msec}$ (波の起こし始めからの時刻) で、波形の山右部に変曲点が見られ砕波点に達したものと見られる。それ以後波高の増大と砕波によるエネルギー消費が同時に行われているため波高の増大はそれほど急激ではない。 $t = 7400 \text{ msec}$ を過ぎたあたりから砕波減衰のみとなる。砕波が潜堤右角部を抜け出た $t = 7600 \text{ msec}$ 以降は、波速が急激に増すため波形は偏平する。

6. 結 論

本研究では、緩勾配傾斜面上に設置された潜堤上での非定常緩勾配方程式を導き、その適用性を調べる目的で、水槽実験と同じ条件で数値計算を行い波形の比較を行った。両者の比較を行うのには難しい実験であったが、方程式の適用性はおおむね確認できたと考える。以下に結論をまとめると次のようになる。

- 1) 潜堤前面の波形はほぼ一致する。
- 2) 通過波の波形は、砕波しない場合、潜堤より離れたD波高計で、数値計算波形と実験波形とが近い値となる。
- 3) 砕波する場合については、数値計算による通過率が実験による通過率と一致するように砕波減衰係数を決定したところ、 $\alpha_d = 0.015$ が得られた。
- 4) 数値計算上の砕波波形が得られた。実験との比較は今後行う予定である。

参考文献

- 1) 泉宮尊司・遠藤雅人(1989) : 潜堤および透過性構造物のある海浜における波動場解析, 第36回海岸工学講演会論文集, PP.638-642
- 2) Somchai R・磯部雅彦・渡辺晃(1989) : 透過潜堤による波浪変形の解析モデル, 第36回海岸工学講演会論文集, PP.643-647
- 3) Berkhoff, J.C.W.(1972) : Computation of combined refraction-diffraction, Proc.13th Coastal Eng. Conf, ASCE, PP.471-490
- 4) Dibajnia・渡辺晃 (1987) : 波浪場と海浜縦断地形変化の数値計算モデル, 第34回海岸工学講演会論文集, PP.291-295