

護岸背後の地盤の陥没現象と裏込土砂の流出発生限界に関する研究

中村友昭¹・許 東秀²・水谷法美³

裏込土砂の流出により海岸護岸背後の舗装路面の下に空洞が形成され、床版の落下に到った事例が過去に報告されている。この原因として考えられている堤体背後の裏込土砂の流出に関して、現在までに海岸堤防や矢板式護岸を対象に検討が行われているが、重力式護岸を取り扱った研究は極めて少ない。本研究では、実際に土砂流出に伴う護岸背後の陥没が確認された重力式直立型護岸を取り扱い、護岸下部の目地からの土砂流出機構を水理模型実験と数値計算により考究した。その結果、護岸下部の土砂内部に生じる体積ひずみとそのすぐ沖側に生じる沖向き流速の増加に伴い裏込土砂の流出が生じやすくなる傾向が明らかになった。

1. 緒 言

海岸護岸背後の舗装路面の下に形成された裏込土砂の流出に伴う空洞に床版が落ち、走行車両の落下などの大事故に到る可能性があった事例が過去に報告されている(例えば山元・土屋, 1994)。この原因として考えられている堤体背後の裏込土砂の流出に関して、現在までに海岸堤防(例えば岩崎ら, 1995)、矢板式護岸(例えば前野ら, 2002)、ケーソン型防波護岸(例えば高橋ら, 1996; 重村ら, 2002; 斎藤ら, 2005)、捨石護岸(例えば中村ら, 2006)、緩傾斜護岸(例えば前野ら, 1990; 野口ら, 2000)を対象に研究が行われ、裏込土砂の流出機構やその対策工法に検討が加えられている。また、山元・土屋(1994)は実態調査と浸透流解析により大雨を想定した高地下水水位時と空洞拡大を想定した護岸損傷時の直立型護岸背後の土砂流出機構を検討し、安全性の高い護岸の設計や保全に際して潮汐だけでなく降雨の浸透や地下水水位分布も考慮する必要があることなどを明らかにしている。しかし、重力式護岸を取り扱った研究は著者の知る限り上記以外に見受けられないのが実情である。そこで本研究では、実際に土砂流出に伴う床版の落下が発生した現地の構造物をモデル化した重力式直立型護岸を取り扱い、護岸背後の地盤に陥没を生じさせた護岸下部の目地からの土砂流出機構を水理模型実験と数値計算の両面から考究するとともに、土砂流出の発生限界を明らかにする。

2. 水理模型実験

(1) 次元解析

海岸護岸背後の裏込土砂の流出は、次に示す 16 個の

パラメータに支配されると考えられる。

$$f(H_i, T, h, g, \rho_w, \mu_w, B, h_r, s, \rho_r, d, l, h_s, \rho_s, m_s, d_{50}) = 0 \quad (1)$$

ここで、 H_i は入射波高、 T は入射波周期、 h は静水深、 g は重力加速度、 ρ_w は水の密度、 μ_w は水の粘性係数、 B は護岸の底面の幅、 h_r は護岸の高さ、 s は護岸の表法面勾配、 ρ_r は護岸の密度、 d は護岸下部の目地の高さ、 l は静水面の位置での埋立海浜の長さ、 h_s は埋立海浜の高さ、 ρ_s は裏込土砂の密度、 m_s は裏込土砂の空隙率、 d_{50} は裏込土砂の中央粒径である。

式(1)に Buckingham の π 定理を適用すると、

$$f\left(\frac{H_i}{L}, \frac{h}{L}, \frac{d_{50}\sqrt{gh}}{\nu_w}, \frac{B}{L}, \frac{h_r}{h}, s, \frac{\rho_r}{\rho_w}, \frac{d}{H_i}, \frac{l}{L}, \frac{h_s}{h}, \frac{\rho_s}{\rho_w}, m_s, \frac{d_{50}}{d}\right) = 0 \quad (2)$$

と書かれる。ここで、 L は入射波の波長、 $\nu_w = \mu_w / \rho_w$ は水の動粘性係数である。後述するように、本実験では H_i 、 L 、 h 、 d のみを変化させたことから、 $d_{50}\sqrt{gh}/\nu_w$ 、 B/L 、 h_r/h 、 s 、 ρ_r/ρ_w 、 l/L 、 h_s/h 、 ρ_s/ρ_w 、 m_s の影響は H_i/L 、 h/L 、 d/H_i 、 d_{50}/d と比較して十分に小さいと考え、これらの無次元量の影響は考慮しなかった。また、中村ら(2006)に倣って水深波長比 h/L に代えてアーセル数 $Ur = H_i L^2 / h^3$ を採用すると、本研究の範囲では、最終的に海岸護岸背後の裏込土砂の流出は次に示す 4 個の無次元量に支配されると考えられる。

$$f\left(\frac{H_i}{L}, Ur, \frac{d}{H_i}, \frac{d_{50}}{d}\right) = 0 \quad (3)$$

(2) 実験装置、実験方法及び実験条件

名古屋大学大学院の片面ガラス張り二次元鋼製造波水路(長さ 30.0 m、幅 0.7 m、高さ 0.9 m)に現地の構造物を Froude の相似則に基づいて縮尺 1/20 でモデル化した重力式直立型護岸(底面の幅 $B=10.0$ cm、高さ $h_r=15.0$ cm、表法面勾配 $s=1.0/0.2$)と埋立海浜(静水面の位置での長さ $l=191.0$ cm、中央粒径 $d_{50}=0.045$ cm、密度 $\rho_s=2.65 \times 10^3$ kg/m³)を設置して水理模型

1 学生会員 修(工) 名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻
2 正 会 員 博(工) 韓国慶尚大学校助教授 土木環境工学部海洋産業研究
所
3 正 会 員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻

実験を行った(図-1)。本実験では、土砂流出への越波の影響を除外するために護岸上部に越波防止用の板を取り付け、護岸下部を高さ d だけ浮かせて不透過床と固定するとともに、板上部の沖側に造波水路から支持棒を張り出すことにより土圧の作用に伴う護岸の沖側への転倒を防止した。

入射波は規則波とし、入射波高 H_i を 3 種類 (2.0, 5.0, 8.0 cm)、入射波周期 T を 3 種類 (1.2, 1.4, 1.6 s)、護岸下部の目地の高さ d を 2 種類 (0.5, 1.0 cm) ずつ変化させ、計 18 ケースの実験を行った(表-1)。静水面の位置は護岸下部の目地の高さ d に関わらず護岸の底面から 5.0 cm 上としたことから、静水深 h は $d=0.5, 1.0$ cm に対応してそれぞれ $h=45.5, 46.0$ cm であった。波の作用時間は 30 分間とし、電気容量式水位計 (KENEK 製 CHT6-40) 2 台と間隙水圧計 (共和電業製 BP-500GRS) 4 台を図-1 に示す位置に設置して、護岸前面の水位変動と埋立海浜内部の水圧変動を計測した。

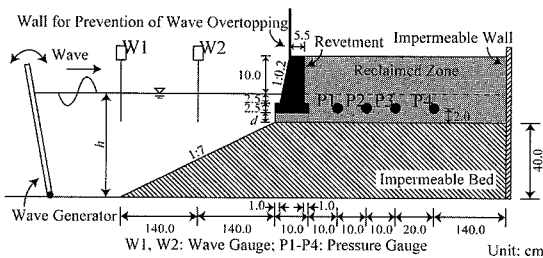


図-1 実験装置の概略図と計測装置の設置位置

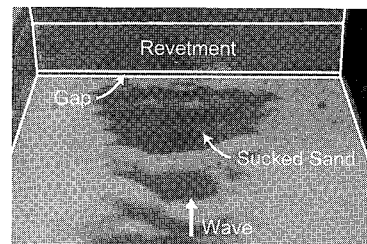
表-1 実験条件

ケース	入射波高 H_i [cm]	入射波周期 T [cm]	静水深 h [cm]	目地の高さ d [cm]
Case 1	2.0	1.2	45.5	0.5
Case 2	2.0	1.4	45.5	0.5
Case 3	2.0	1.6	45.5	0.5
Case 4	5.0	1.2	45.5	0.5
Case 5	5.0	1.4	45.5	0.5
Case 6	5.0	1.6	45.5	0.5
Case 7	8.0	1.2	45.5	0.5
Case 8	8.0	1.4	45.5	0.5
Case 9	8.0	1.6	45.5	0.5
Case 10	2.0	1.2	46.0	1.0
Case 11	2.0	1.4	46.0	1.0
Case 12	2.0	1.6	46.0	1.0
Case 13	5.0	1.2	46.0	1.0
Case 14	5.0	1.4	46.0	1.0
Case 15	5.0	1.6	46.0	1.0
Case 16	8.0	1.2	46.0	1.0
Case 17	8.0	1.4	46.0	1.0
Case 18	8.0	1.6	46.0	1.0

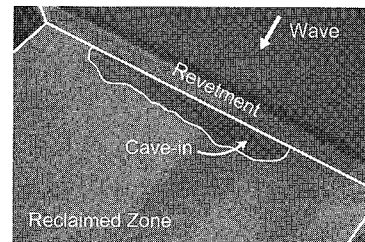
3. 実験結果及び考察

写真-1 に例示するように、波浪の作用に伴う裏込土砂の流出(写真-1(a);護岸の前方から撮影)と土砂流出に伴う埋立海浜の陥没(写真-1(b);護岸の斜め後方から撮影)を再現できた。ここでは、中村ら(2006)と同様に、上記の土砂流出を流出なし(No Suction)、陥没までは到らない小規模な土砂流出(Cave;写真-1(a))、陥没にまで到る大規模な土砂流出(Cave-in;写真-1(b))の 3 パターンに分類し、土砂流出が生じた Cave と Cave-in をあわせて Suction とした。

図-2 に重力式護岸下部からの裏込土砂流出の発生条件を示す。同図より、 d_{50}/d によらず波形勾配 H_i/L の増加や d/H_i の減少とともに裏込土砂の流出が生じやすくなる傾向が認められる。また、傾斜型および直立型の捨石護岸を取り扱った中村ら(2006)と同様に、海岸護岸においてもアーセル数 Ur の増加に伴い土砂流出が生じ



(a) 護岸前面に流出した土砂 (Cave の一例, Case 6)



(b) 護岸背後に生じた陥没 (Cave-in の一例, Case 17)

写真-1 裏込土砂の流出状況

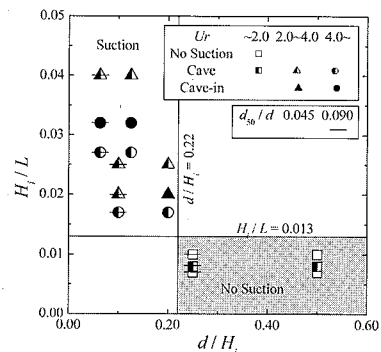


図-2 裏込土砂流出の発生条件

る傾向が確認できる。本研究の範囲では、 $H_i/L > 0.013$, $Ur > 2.0$, $d/H_i < 0.22$ の条件で裏込土砂の流出が生じることが分かる。ただし、図-2 より、上記の条件を満足していないにも関わらず土砂流出が生じたケースも確認できる。これらは入射波高 $H_i = 2.0$ cm, 入射波周期 $T = 1.4$ s のケース (Case 2, Case 11) に相当するが、これらのケースで土砂流出が生じた原因は数値計算による解析結果により明確に現れていることから、その詳細は後述の第5章で議論する。

4. 数値計算手法

(1) 波動場の数値計算手法

本論では、波動場に対して、透過性構造物による慣性力と抗力の影響を考慮した中村ら (2006) の手法に CSF (Continuum Surface Force) モデルに基づく表面張力の効果と Smagorinsky モデルによる LES (Large Eddy Simulation) を新たに導入した次に示す連続式 (4), 運動方程式 (5), VOF 関数 F の移流方程式 (6) を採用し、気液界面の追跡には功刀 (1997) による MARS (Multi-interface Advection and Reconstruction Solver) を適用した。

$$\frac{\partial(mv_i)}{\partial x_j} = q^* \dots\dots\dots (4)$$

$$\left(1 + C_A \frac{1-m}{m}\right) \frac{\partial v_i}{\partial t} + \frac{\partial(v_i v_j)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} - g_i + \frac{f_i^s}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x_i} (2\nu_i D_{ij}) - R_i^2 - R_i^1 + v_i \frac{q^*}{m} - \frac{2}{3} \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\dot{\gamma} \frac{q^*}{m}\right) - \beta_{ij} v_i \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{\partial(mF)}{\partial t} + \frac{\partial(mv_j F)}{\partial x_j} = Fq^* \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 v_i は実流速ベクトル、 p は圧力、 x_i は位置ベクトル、 t は時間、 g_i は重力加速度ベクトル、 $\hat{\rho} = F\rho_w + (1-F)\rho_a$ は流体の密度、 $\nu_i = \hat{\nu} + \nu_e$, $\hat{\nu} = F\nu_w + (1-F)\nu_a$ は流体の動粘性係数、 ν_e は Smagorinsky モデルに基づく渦動粘性係数、 m は空隙率、 $q^* = q(y, z; t)/\Delta x_s$, $q(y, z; t)$ は 5 次精度 Stokes 波に基づく造波位置でのわき出し強さ、 Δx_s は造波位置での x 軸方向の格子幅、 C_A は付加質量係数、 $D_{ij} = (\partial v_i / \partial x_j + \partial v_j / \partial x_i) / 2$ はひずみ速度テンソル、 R_i^2 , R_i^1 はそれぞれ線形、非線形抵抗抗力ベクトル、 β_{ij} は減衰係数行列であり、下付きの w と a はそれぞれ液相と気相での値を表している。

(2) 地盤の数値計算手法

中村ら (2006) が開発した次に示す $u-p$ 形式の Biot の式に基づく手法を護岸背後の地盤に適用した。

$$\rho \ddot{\mathbf{u}} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}' - \nabla p_e \dots\dots\dots (7)$$

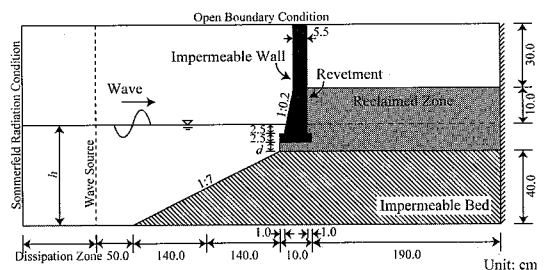
$$\frac{\partial \varepsilon_p}{\partial t} + \frac{m}{K_w} \dot{p}_e + \nabla \cdot \left\{ \frac{k}{\rho_w g} (-\nabla p_e - \rho_w \ddot{\mathbf{u}}) \right\} = 0 \dots\dots (8)$$

ここで、 $\rho = (1-m)\rho_s + m\rho_w$ は土の密度、 m は空隙率、 ρ_s は土粒子の密度、 ρ_w は水の密度、 $\mathbf{u}$ は土粒子の変位、 $\boldsymbol{\sigma}'$ は有効応力 (引張を正とする)、 p_e は過剰間隙水圧、 ε_p は体積ひずみ (膨張を正とする)、 K_w は水の体積弾性係数、 k は透水係数、 g は重力加速度である。本手法では、構成方程式に Hooke 則を採用しており、 $\mathbf{u}$ と p_e の形状関数にそれぞれ 8 節点と 4 節点のアイソパラメトリック要素を用いてさらなる高精度化を図った。また、前述した波動場の数値計算手法との接続には中村ら (2006) と同様に Mizutani ら (1998) の手法を適用した。

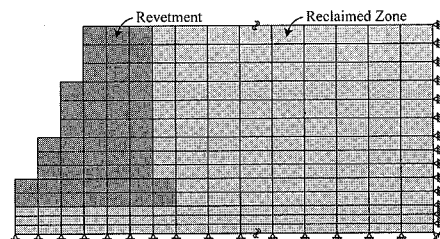
5. 計算結果及び考察

本章で使用了数値波動水路の概略図を図-3 に示す。図-3(a)の波動場に関しては基本的に図-1 と同じであるが、越波防止用の板の厚さを護岸の天端幅と一致させ、その不透過板と埋立海浜背後の不透過壁を水路路上端まで延長した。境界条件は構造物表面にスリップ条件、水路沖側端に Sommerfeld の放射条件、水路路上端に勾配ゼロの開境界条件を課し、最小で $1.00 \times 1.00 \times 0.25$ cm (護岸下部) の不等間隔格子を用いた。また、中村ら (2006) を参考に $m = 0.4$, $C_A = 0.15$, 非線形抵抗抗力係数 $C_{D1} = 0.5$, 線形抵抗抗力係数 $C_{D2} = 0.1$ と設定し、その他のパラメータは $g = 9.81$ m/s², $\rho_w = 9.97 \times 10^2$ kg/m³, $\rho_a = 1.18$ kg/m³, $\nu_w = 8.93 \times 10^{-7}$ m²/s, $\nu_a = 1.54 \times 10^{-5}$ m²/s, 表面張力係数 $\sigma = 7.20 \times 10^{-2}$ N/m, Smagorinsky 係数 $C_s = 0.173$ とした。

一方、図-3(b)の地盤は上述した波動場の計算格子と同じ大きさの要素に分割し、 $K_w = 2.20 \times 10^9$ N/m², ρ_s



(a) 波動場の数値計算手法



(b) 地盤の数値計算手法

図-3 数値波動水路の概略図

$=2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, $k=2.20 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ (中村ら, 2006),
せん断弾性係数 $G=1.00 \times 10^8 \text{ N/m}^2$, Poisson 比
 $\nu=0.33$ と設定した. 以上に加えて, 桑原・大楨
(1992) や高山ら (2005) に倣って, 重力式護岸を不透
水性で高剛性の地盤として取り扱った. すなわち, 桑
原・大楨 (1992) を参考に, 護岸の諸元を $m=0.0$,
 $G=1.00 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$, $\nu=0.20$ とし, 密度 ρ は土の密
度 $\rho=1.99 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ とほぼ等しい $\rho=2.00 \times 10^3$
 kg/m^3 と設定した.

(1) 数値計算手法の妥当性の検証

護岸前面の水位変動 η と埋立海浜内部の過剰間隙水
圧変動 p_e に関する実験値と計算値の比較を図-4 に示す.
ここで, 同図の○印は実験値, 実線は VOF 法による波
動場の計算値, 図-4(b)の破線は Biot の式に基づく地盤
の計算値である. η の比較を示した図-4(a) より, 大き
さに若干の差異が認められるものの, 計算結果は実験値
と非常に良く一致していることが分かる. 一方, p_e を
示した図-4(b) より, Biot の式に基づく計算結果 (破
線) はマイナス側の実験値を若干過小評価しており, そ
の位相もわずかにずれているが, これは地下水面よりも
上の不飽和地盤や木製の重力式護岸を飽和地盤と仮定し
て計算したためであると考えられる. しかし, Biot の
式による計算値 (破線) は埋立海浜の内部に伝播した碎
波圧型の p_e の波形を良好に再現できていることから,
以下では本手法により護岸下部からの土砂流出機構を検
討する.

(2) 裏込土砂の流出発生機構

波浪の作用に伴い護岸下部の目地から裏込土砂の流出
が生じることが前述の水利模型実験で確認できたことか
ら, 本論では護岸下部の土砂内部に生じる体積ひずみ
 ε_v (膨張を正とする) とそのすぐ沖側に生じる冲向き流
速 v_{off} (冲向きを正とする) に着目した (図-5). 図-6
に $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ (実線) と ε_v (点線) の時系列変化を例示
する. ただし, 護岸下部の鉛直方向の格子数は 2~4 個
であったことから, 同図では $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ と ε_v は 2~4 本
の線で表されている. 図-6 より, ε_v に碎波圧型の波形
が現れているか否かに関わらず, $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ は 1 つの周
期に 2 つの極大値を持ち, さらに各極大値は $\varepsilon_v < 0.0$
(収縮) と $\varepsilon_v > 0.0$ (膨張) の位相に現れることが確認
できる. ここで, $\varepsilon_v < 0.0$ 時に $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ が極大となる
位相 ($t/T=0.150$; 図-6 (a), $t/T=0.171$; 図-6 (b))
では, 大きな $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ が生じているものの, 地盤が収
縮状態にあることから, この位相で土砂流出が生じ始め
る可能性は低いと推測される. 一方, 図-7 に例示する
 $\varepsilon_v > 0.0$ 時に $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ が極大となる位相 ($t/T=0.629$;
図-6 (a), $t/T=0.379$; 図-6 (b)) では, 前述の地盤収
縮時と異なり, 地盤の膨張が $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ の増加による土

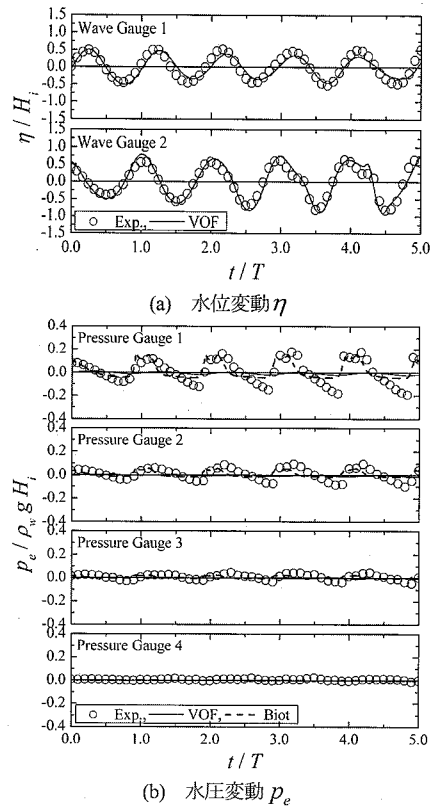


図-4 実験値と計算値の比較 (Case13)

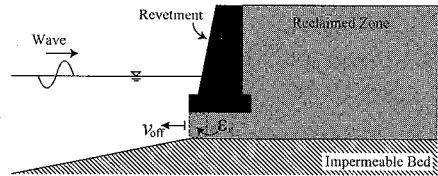


図-5 冲向き流速 v_{off} の定義と体積ひずみ ε_v の対象範囲

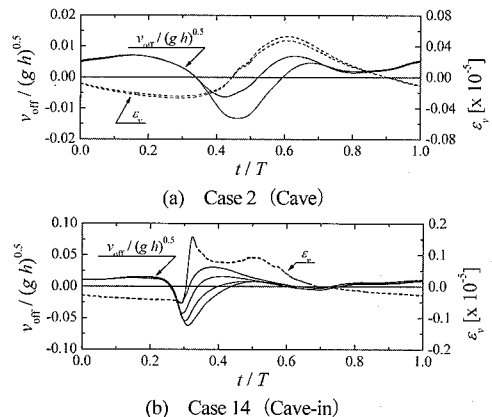


図-6 護岸下部の $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ と ε_v の時系列変化

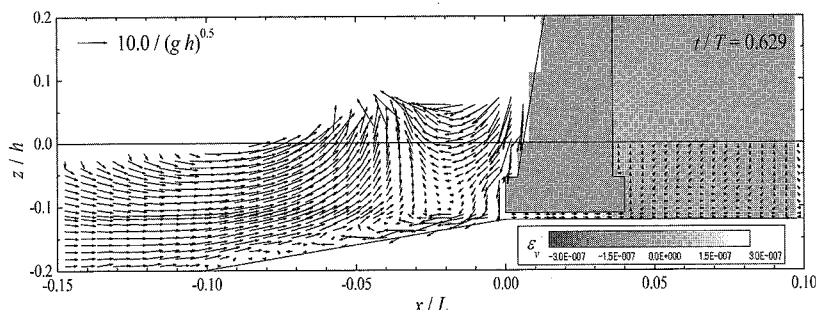


図-7 護岸周辺の流速と体積ひずみの分布 (Cave; $\varepsilon_v > 0.0$ で $v_{\text{off}}/\sqrt{gh}$ が極大の位相)

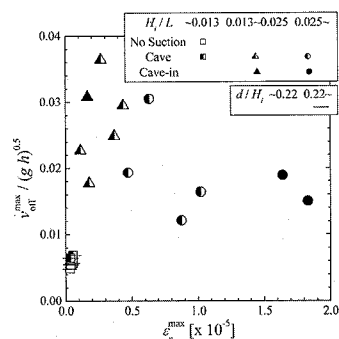


図-8 $v_{\text{off}}^{\text{max}}/\sqrt{gh}$ と $\varepsilon_v^{\text{max}}$ の影響

砂流出を助長すると推測されることから、この位相で裏込土砂の流出が生じ始める可能性が高いと考えられる。

そこで、地盤膨張時の冲向き流速 v_{off} の極大値 $v_{\text{off}}^{\text{max}}$ と体積ひずみ ε_v の最大値 $\varepsilon_v^{\text{max}}$ が土砂流出に及ぼす影響を図-8に示す。同図より、波形勾配 H_i/L の増加や d/H_i の減少に伴い $v_{\text{off}}^{\text{max}}/\sqrt{gh}$ と $\varepsilon_v^{\text{max}}$ が増加しており、特に $H_i/L > 0.025$ では $0.013 < H_i/L < 0.025$ と比較して非常に大きな $\varepsilon_v^{\text{max}}$ が生じていることから、土砂流出とそれに伴う埋立海浜の陥没がより一層生じやすくなったと考えられる。また、図-8の左下にある6つのプロットは $H_i/L > 0.013$, $Ur > 2.0$, $d/H_i < 0.22$ の条件(第3章参照)を満足しない実験ケースに相当するが、共通して $\varepsilon_v^{\text{max}}$ は非常に小さいものの、これらの中で土砂流出が生じた2つのケースでは、他の4つのケースと比較して $v_{\text{off}}^{\text{max}}/\sqrt{gh}$ が若干大きいことから、この影響により最終的に裏込土砂の流出が生じたと推測される。したがって、 $v_{\text{off}}^{\text{max}}/\sqrt{gh}$ の増加に伴って裏込土砂の流出が生じやすくなり、加えて $\varepsilon_v^{\text{max}}$ も増加することで大規模な土砂流出とそれに伴う埋立海浜の陥没に到る可能性が高くなると考えられる。また、以上のような土砂流出とそれに伴う護岸背後の地盤の陥没を防止するためには、本研究で対象とした現地でも実際に施工済みであるが、護岸下部の目地を塞ぐ根固工や入射波を減衰させる消波工などの吸い出し防止対策の施工が重要であると言える。

6. 結 論

本研究では、土砂流出による護岸背後の地盤の陥没とそれに伴う床版の落下が実際に発生した現地の構造物をモデル化した重力式直立型護岸を取り扱い、護岸下部の目地からの土砂流出機構を水理模型実験と数値計算の両面から考究した。その結果、護岸下部の土砂内部に生じる体積ひずみとその沖側に生じる冲向き流速が増加することにより土砂流出とそれに伴う埋立海浜の陥没が生じやすくなる傾向を示した。加えて、本研究の範囲では、波形勾配の増加や護岸下部の目地の高さの入射波高の比

の減少に伴い土砂流出が生じる傾向が確認できた。

最後に、本研究を進めるに当たって、本研究に対する貴重なご指摘とご意見を頂いた中部大学工学部 岩田好一朗教授に深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 岩崎福久・田中茂信・佐藤慎司・名合宏之・前野詩朗・小谷祐司(1995): 海岸堤防の空洞化発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 1026-1030.
- 功刀資彰(1997): 自由界面を含む多相流の直接数値解析法, 日本機械学会論文集B編, Vol. 63, No. 609, pp. 1576-1584.
- 桑原久実・大横正紀(1992): 波浪による混成防波堤周辺地盤の弾塑性挙動, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 861-865.
- 斎藤武久・國田 治・G. P. Miao・石田 啓(2005): ケーソン護岸連結目地内での流体共振スペクトルおよび共振発生条件, 海岸工学論文集, 第52巻, pp. 796-800.
- 重村利幸・滝口和男・多田 毅・林建二郎・藤岡功司(2002): 防波護岸背後からの土砂吸出しに関する基礎的研究, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 871-875.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・徳淵克正・岡村知光・下迫健一郎・善功企・山崎浩之(1996): 護岸の吸い出しに関する水理模型実験, 港研報告, 第35巻, 第2号, pp. 3-63.
- 高山知司・辻尾大樹・安田誠宏・谷口昇太郎・高橋重雄・水谷雅裕(2005): 波浪による構造物の運動を考慮した地盤内間隙水圧の波浪応答に関する数値計算, 海岸工学論文集, 第52巻, pp. 851-855.
- 中村友昭・許 東秀・水谷法美(2006): 捨石護岸背後の埋立土砂の吸い出し機構, 土木学会論文集B, Vol. 62, No. 1, pp. 150-162.
- 野口賢二・田中茂信・鳥居謙一・佐藤慎司(2000): 大型模型実験による緩傾斜ブロック堤の被災機構に関する研究, 海岸工学論文集, 第47巻, pp. 756-760.
- 前野詩朗・Lechoslaw G. Bierawski・藤田修司(2002): 変動水圧場における護岸目地からの裏込め土砂の流出と防止に関する研究, 海岸工学論文集, 第49巻, pp. 876-880.
- 前野賀彦・山本方人・遠藤泰司(1990): 緩傾斜護岸裏込め砂の吸い出し機構, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 499-503.
- 山元淳史・土屋義人(1994): 沿岸埋立地における地下水の挙動と護岸設計への応用, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 906-910.
- Mizutani, N., A. M. Mostafa, and K. Iwata (1998): Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction, Coastal Eng., Elsevier, Vol. 33, pp. 177-202.