

礫材および透水性コラムを用いた波浪に対する海底地盤の安定化工法の有限要素法による検討

豊橋技術科学大学 学生員 浅原信吾
豊橋技術科学大学 正会員 三浦均也
(株)北日本港湾コンサルタント 正会員 大塚夏彦
豊橋技術科学大学 学生員 田中隼矢

1. はじめに

台風などによる荒天時に沿岸・海洋域において防波堤や護岸などの種々の構造物が被害を受ける。波浪によって生じる過大な水圧が構造物に作用することが構造物に損傷を与える直接的な原因となっている。波浪による水圧の変動は防波堤の外洋側面に直接作用するため、その合力の変動外力が構造物の不安定化においては最も重要な要素である。同時に、変動水圧は構造物のみならず海底地盤にも作用する。これにより海底地盤が不安定化すると、構造物に対する基礎地盤の耐力が低下して構造物の機能が著しく損なわれる事例も少なくない(善ら¹⁾, okaら²⁾)。海岸工学分野では海水の流速に応じて海底の地盤材料が浮遊あるいは移動することに着目した「海底地盤の洗掘現象」として防波堤の被災のメカニズムが検討されている。しかし、これまでに明らかになっている被災例においては、波浪による海底地盤の不安定化が海底面下数メートル程度にまで及んでいる例も少なくなく、地盤工学的見地から海底地盤を深さを有する三次元連続体として扱い、海底地盤表面における水圧変動への地盤の応答を評価する必要があることが Yamamoto³⁾や Okusa⁴⁾などによって示されてきた。

このような海底地盤の不安定化現象のメカニズムは、海底面に作用する水圧と海底地盤内の過剰間隙水圧の差により生じる上向きの浸透流により地盤内の有効応力が減少あるいは失われることであり、このことは zenら⁵⁾による原位置観測によって確かめられている。海底地盤を安定化するために「消波ブロック等によって波浪外力を抑制すること」「礫材のように透水性の良い材料を海底面に上載することによって地盤を拘束すること」の2つの方策が一般には取られている。これに対して本研究では、透水性の良い複数のコラムを海底地盤中に挿入する海底地盤安定化工法を提案する(図-1)。この工法では、海底地盤表面の水圧を積極的に地盤内へ導くことにより地盤内の過剰間隙水圧を均一化して上向き動水勾配および浸透力を抑制し、結果として地盤内の有効応力の変動を減少させて海底地盤を安定化する。この研究の目的は透水性コラムを用いた波浪を受ける海底地盤の安定化工法を提案するとともに、固体相(土粒子)と流体相(間隙流体)の相互作用を考慮した海底地盤の3次元有限要素解析により透水性コラムの効果を検討することである。

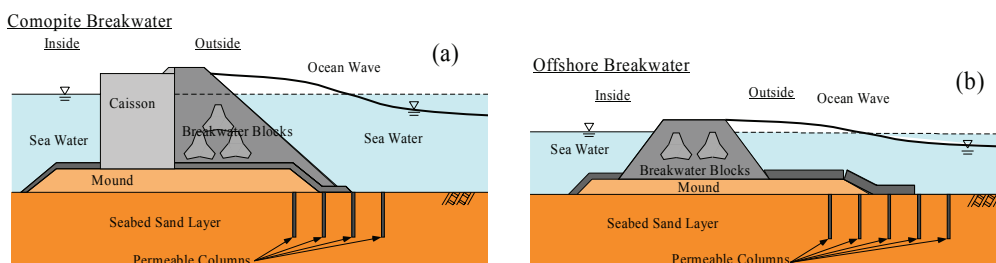


図-1 透水性コラム工法の期待できる適用例；(a) 混成防波堤，(b) 離岸堤

FEM Analysis of Seabed Stabilization against Sea Wave Loading with Permeable Columns and Gravel Mat

Shingo ASAHARA, Kinya MIURA, and Junya Tanaka: Toyohashi University of Technology

Natsuhiko Otsuka : North Japan Port and Harbor Consultant Co., Ltd.

2. 海底地盤の対波浪応答解析

2-1. 解析モデルおよび解析条件

図-2には海底地盤表面の水圧を減衰させずに地盤内に伝達させ、地表面と内部での過剰間隙水圧の差を抑制する方策に基づき海底地盤を安定化させる方法を示している。図-2 (a)は地表面に礫の層（グラベル・マット）を設置する方法である。この方法は、現行の礫材で構造物の基礎（マウンド）を設置するなどの工法において実際に取り入れられている。図-2 (b)は、本研究で提案する地盤内に透水性の高い棒状の材料（透水性コラム）を鉛直に立て込んだ地盤である。さらに、図-2 (c)はグラベル・マットと透水性コラムを併用した海底地盤を示している。次節では、これらの方法の海底地盤の安定化への効果を有限要素法により解析的に検討する。

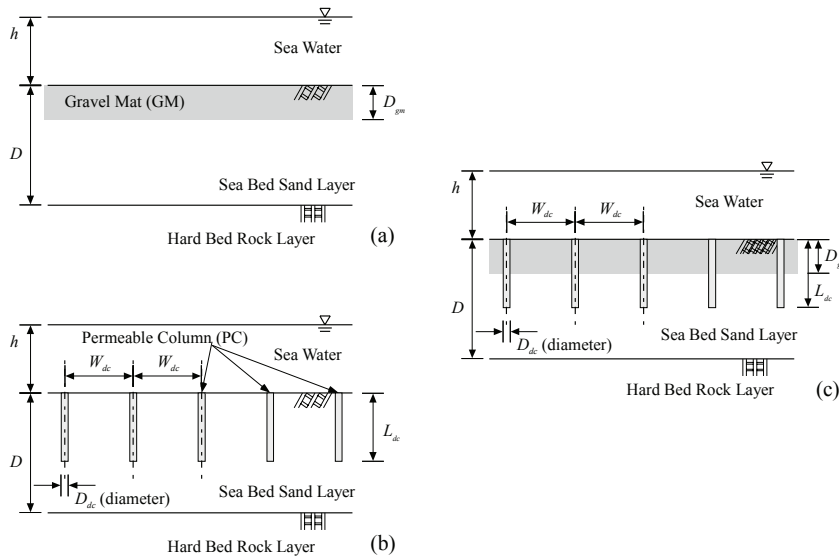


図-2 海底地盤の対波浪安定化工法の考え方

(a) グラベル・マット, (b) 透水性コラム, (c) グラベル・マットと透水性コラム

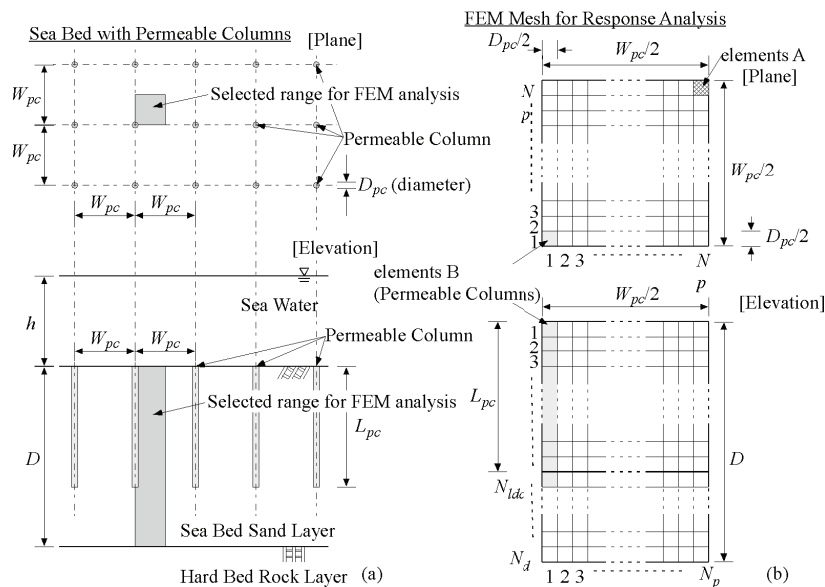


図-3 透水性コラムを設置した水平海底地盤の3次元解析

(a) 透水性コラムを配置した海底地盤, (b) FEM メッシュ

図-3 (a)には透水性コラムを立て込んだ場合の海底地盤の形状と定義を示している。有限要素法では図-3 (a)のように緩い砂地盤に格子状に透水性コラムを配置し、近接する4本の透水性コラムに囲まれた領域の4

分の1を解析対象とし、図-3 (b)のようにメッシュを作成した。対象とする地盤の物性を表-1 に示し、透水性コラムの物性は仮に代表的な礫の物性に近い値を採用した⁶⁾。図-4 は進行波あるいは孤立波（重複波）が作用する水平海底地盤の解析条件を示している。図中にはそれぞれ変相角の値も示している。波浪は重複波が図-5 のように解析領域の表面に周期的な波が圧力として均一に作用しているものとしている。作用する波浪は表-2 に示しており、海底面に作用する圧力 p_0 は重複波高から微小振幅波理論により式(1)、式(2)から推定している。この波は波高が大きいため波の有限振幅性が強くなり、圧力の波形が正弦波形とは異なる可能性があるが、この論文では定量的な検討のために波形を正弦波と仮定している。作用する波浪の波長 L と海底面に作用する圧力 p_0 は、

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (1)$$

$$p_0 = \frac{\rho_w g H}{2 \cosh \frac{2\pi}{L} h} \quad (2)$$

表-1 地盤の材料定数⁶⁾

材料定数	緩い砂	正規圧密 粘土	礫 (コラム)
ρ_i : 湿潤密度(kg/m ³)	1.90×10^3	1.80×10^3	1.75×10^3
ρ_s : 粒子の密度(kg/m ³)	2.65×10^3	2.75×10^3	2.36×10^3
n : 間隙率	0.454	0.543	0.448
G_s : せん断剛性(N/m ²)	0.4×10^8	0.3×10^8	1.0×10^8
ν_s : ポアソン比	0.30	0.30	0.30
S_r : 飽和度(%)	99.30	99.88	99.88
k : 透水係数(m/s)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}

表-2 波浪条件（安定化工法の検討）

H : 波高 [進行波] (m)	6.0
H : 波高 [重複波] (m)	12.0
d : 水深(m)	15.0
L : 波長(m)	109.1
p_0 : 海底面に作用する圧力 (N/m ²)	40000
T : 波浪の周期 (s)	10.0

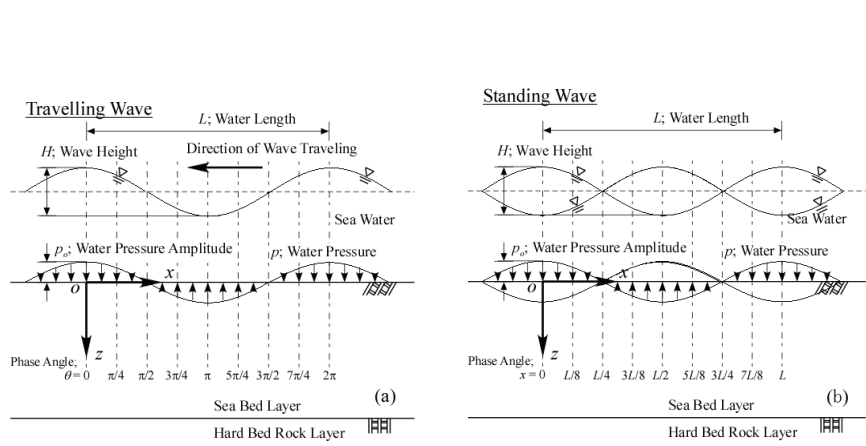


図-4 海底地盤に作用する波浪
(a) 進行波, (b) 孤立波 (重複波)

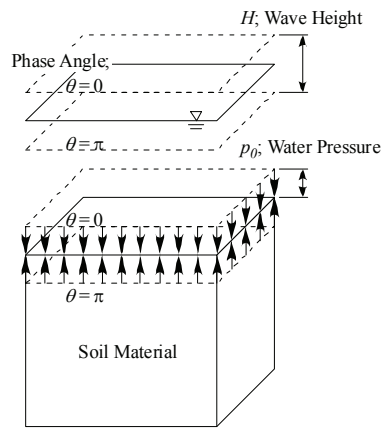


図-5 解析領域に作用する圧力

2-2. 海底地盤の応答解析における支配方程式

(a) 支配方程式の定式化

海底地盤と波浪の相互作用は力学的には多孔質体と流体の相互作用であり、海底地盤の多孔質体としてのモデル化および定式化が必要である。三浦ら⁷⁾⁸⁾は海底地盤と波浪の相互作用の解析における海底地盤の定式化、解析次元、動的・静的解析条件の最適化について検討した。その結果、海洋波浪のような比較的周期の長い作用に対しては地盤を u-p formulation で定式化し、固体相、流体相の加速度を無視した擬似動的な解析を行えば

充分な精度で波動荷重の下での相互作用を考慮した挙動の解析が可能であることを示した。また、対象とする海底地盤の深度が波長の数分の1程度で小さい場合には、一次元解析で十分な精度の応答が得られることも示した。したがって、この論文では解析において **u-p formulation** での定式化を採用している。**u-p formulation** の支配方程式は以下ようになる。

$$\begin{aligned}\rho_t \Delta \ddot{u}_i &= (D_{ijkl} \Delta u_{k,l})_{,j} - \Delta p_{,i} + \rho_t \Delta \psi_i \\ (\rho_f B_f s_{ji} \Delta \ddot{u}_j)_{,i} &= B_f \delta_{ji} \Delta \dot{u}_{j,i} - (B_f s_{ij} \Delta p_{,j})_{,i} + \Delta \dot{p} + (\rho_f B_f s_{ij} \Delta \psi_j)_{,i}\end{aligned}\quad (3)$$

Δu は固体相の変位増分ベクトル、 Δp は間隙水圧増分で上付きのドットは時間に関する微分を表している。 B_f は気体相の体積圧縮係数と液体相の体積圧縮係数を飽和度 S_r の重みで平均化した流体の体積圧縮性に関する係数で、 n は間隙率、 K_f , K_l , K_g は流体相、液体相、気体相それぞれの体積圧縮係数である。

$$B_f = \frac{K_f}{n}, \quad \frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_l} S_r + \frac{1}{K_g} (1 - S_r) \quad (4)$$

土全体の密度および流体相の密度はそれぞれ ρ_b , ρ_s である。4階のテンソル D_{ijkl} は剛性テンソルで、*Lame* のパラメータ λ , せん断剛性 G から以下のように表現できる。

$$\begin{aligned}D_{ijkl} &= \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + G(\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \\ &= \begin{cases} \lambda + 2G & ; i = j = k = l \\ \lambda & ; i = j \neq k = l \\ G & ; i = k \neq j = l \text{ or } i = l \neq j = k \\ 0 & ; \text{otherwise} \end{cases}\end{aligned}\quad (5)$$

s_{ij} は *Darcy* の透水性 k_{ij} から、

$$s_{ij} = \frac{k_{kj}}{\rho_w g} \quad (6)$$

(b) 支配方程式の有限要素法における弱形式

ここでは支配方程式 (式(3)) を離散化して有限要素解析に組み込むために弱形式を誘導する⁹⁾。任意関数として第1式に対してベクトル関数 f_i 、第2式に対してスカラー関数 g を適用する。任意関数との積の解析領域における積分は以下のようにあらわされる。

$$\begin{aligned}\int_{\Omega} f_i \left[\rho_t \Delta \ddot{u}_i - (D_{ijkl} \Delta u_{k,l})_{,j} + \Delta p_{,i} - \rho_t \Delta \psi_i \right] d\Omega \\ + \int_{\Omega} g \left[-(\rho_f B_f s_{ji} \Delta \ddot{u}_j)_{,i} + B_f \delta_{ji} \Delta \dot{u}_{j,i} - (B_f s_{ij} \Delta p_{,j})_{,i} + \Delta \dot{p} + (\rho_f B_f s_{ij} \Delta \psi_j)_{,i} \right] d\Omega = 0\end{aligned}\quad (7)$$

式(7)を部分積分により展開すると、

$$\begin{aligned}\int_{\Omega} \left[f_i \rho_t \Delta \ddot{u}_i + f_{i,j} (D_{ijkl} \Delta u_{k,l}) + f_i \Delta p_{,i} \right] d\Omega \\ + \int_{\Omega} \left[-g \rho_f B_f s_{ji} \Delta \ddot{u}_{j,i} + g B_f \delta_{ji} \Delta \dot{u}_{j,i} + g_{,i} (B_f s_{ij} \Delta p_{,j}) + g \Delta \dot{p} \right] d\Omega \\ = \int_{\Omega} [f_i \rho_t \Delta \psi_i] d\Omega + \int_{\Omega} [g_{,j} (\rho_f B_f s_{ij} \Delta \psi_j)] d\Omega - \int_{\Gamma} [f_i \bar{q}_i] d\Gamma - \int_{\Gamma} [g \bar{q}] d\Gamma\end{aligned}\quad (8)$$

式(8)が有限要素解析による弱形式である。また、境界における勾配関数は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} q_{ij} &= -(D_{ijkl}\Delta u_{k,l}); \quad \bar{q}_i = -(D_{ijkl}\Delta u_{k,l})n_j \\ q_i &= -B_f s_{ij}(\Delta p_{,j} - \rho_f \Delta \psi_j); \quad \bar{q} = -B_f s_{ij}(\Delta p_{,j} - \rho_f \Delta \psi_j)n_i \end{aligned} \quad (9)$$

(c) 厳密解との比較による有限要素解析の妥当性の検討

ここでは有限要素解析の妥当性を検討するために、数式解と有限要素解析を同じ条件で緩い砂、礫、正規圧密粘土の3種類の土に対して二次元条件で解析し比較検討した。解析対象は図-4 (a)のように不透水性の岩盤の上に海底地盤が堆積している、地表面には正弦波（進行波）が作用している（式(10), (11)）。数式解では二次元条件において解析領域が水平方向に半無限であるという条件を仮定しているが、有限要素法ではそのような条件では解析できないため、本解析では水平方向は1波長分を解析領域として、その右端と左端の変位を等しくして結びつける周期境界を採用している（図-6）。また、有限要素解析のメッシュでは深さ方向の分割数を $N_D=10$ 、水平方向の分割数を $N_L=32$ としている。

BC1(地表面: $z=0$);

$$\Delta p = p_0 e^{i\lambda x + i\omega t}, \quad \Delta \sigma_z = 0, \quad \Delta \tau_{zx} = 0 \quad (10)$$

BC1(底面: $z=D$);

$$\Delta u_z = 0, \quad \Delta u_x = 0, \quad \partial \Delta p / \partial z = 0 \quad (11)$$

数式解については二次元条件では式が複雑になりページ数の制限で載せられないので、以下にu-p formulation, 擬似動的条件での地盤内の一次元応答を例として示す。地表面に周期的な圧力が作用したときの地盤内の土粒子の変位 u と間隙流体の圧力 p は以下の式のように示される。詳細な誘導過程は参考文献⁷⁾⁸⁾⁹⁾に譲る。

$$\Delta u_z = U_z(z) e^{i\omega t} = [a_{uz1} + a_{uz2}z + a_{uz3}e^{-\zeta z} + a_{uz4}e^{\zeta z}] e^{i\omega t} \quad (12)$$

$$\Delta p = P(z) e^{i\omega t} = [a_{p1} + a_{p2}z + a_{p3}e^{-\zeta z} + a_{p4}e^{\zeta z}] e^{i\omega t} \quad (13)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{2\pi}{T}, \quad \kappa = \frac{2\pi}{L}, \quad \zeta = \sqrt{i\omega \frac{(\lambda + 2G + B_f)}{c_v B_f}}, \quad c_v = \frac{k}{\rho_w g} \\ a_{uz2} &= -\frac{1}{B_f} a_{p1}, \quad a_{p2} = 0, \quad a_{p3} = -\zeta(\lambda + 2G) a_{uz3}, \quad a_{p4} = \zeta(\lambda + 2G) a_{uz4} \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} a_{uz1} &= p_0 e^{i\kappa x} \frac{D}{\lambda + 2G + B_f}, \quad a_{p1} = p_0 e^{i\kappa x} \frac{B_f}{\lambda + 2G + B_f} \\ a_{uz3} &= -\frac{p_0 e^{i\kappa x}}{\zeta} \frac{1}{\lambda + 2G + B_f} \frac{1}{1 + e^{-2D\zeta}}, \quad a_{uz4} = \frac{p_0 e^{i\kappa x}}{\zeta} \frac{1}{\lambda + 2G + B_f} \frac{e^{-2D\zeta}}{1 + e^{-2D\zeta}} \end{aligned}$$

それぞれの地盤の物性は表-1で示した通りである。また、作用させる波浪は先に表-2で示した安定化工法の検討で使用するものとは異なり、表-3に示すようである。

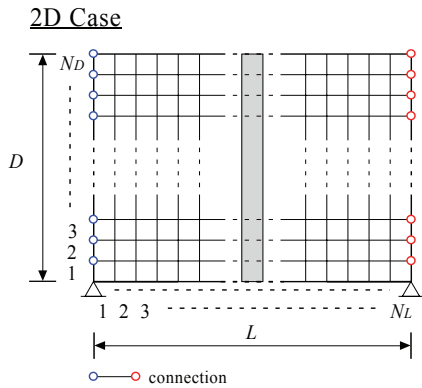


図-6 有限要素解析のメッシュ

表-3 波浪条件⁶⁾

(有限要素解析の妥当性の検討)	
H : 波高 [進行波] (m)	10.0
d : 水深(m)	20.0
L : 波長(m)	167.6
p_0 : 海底面に作用する圧力 (N/m^2)	37900
T : 波浪の周期 (s)	13.0

図-7 には数式解（実線）と有限要素法による数値解（マーク）を、正規化間隙水圧変動と正規化有効鉛直応力変動の振幅の深さ分布を緩い砂、礫、正規圧密粘土について示している。数式解と有限要素法での数値解を比較すると、緩い砂と礫については全体的に良い対応が見られる。一方、正規圧密粘土に関しては地表面近くで複雑な挙動を示すので厳密解と数値解の間には不規則な誤差が見られる。深さ方向の分割数を増やすことによりこの誤差をある程度解消できることがわかっている。この研究における安定性工法の検討では緩い砂と礫（透水性コラムも同様な物性）を用いるので、十分な精度で解析結果が得られると考えられる。

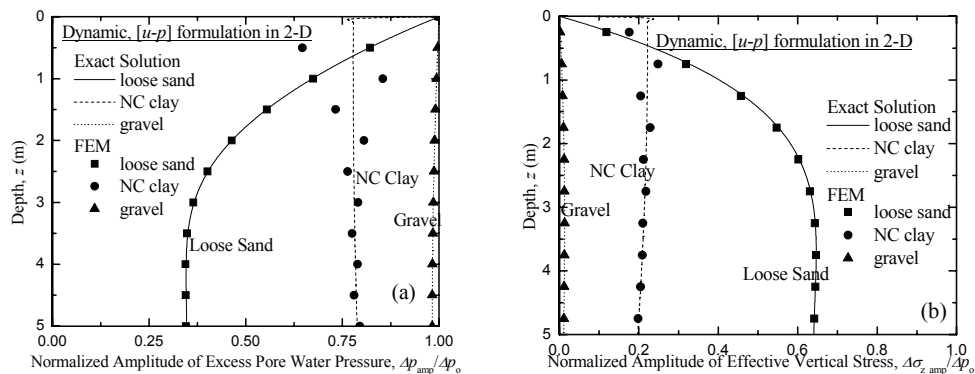


図-7 有限要素解析の妥当性の検討

(a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅

3. 有限要素法による解析結果に基づく検討

3-1. 海底地盤の波浪による不安定化のメカニズム

初めに、海底地盤が波浪により不安定化する際の基本的なメカニズムを説明するために、透水性コラムを挿入しない通常の場合において緩い砂、礫からなる海底地盤を設定し、波浪に対するそれらの地盤の応答を計算した。図-8 は海底地表面における水圧振幅で正規化した過剰間隙水圧の鉛直分布を、図-9 は鉛直有効応力の鉛直分布を示している、分布を8つの変相角に対応してプロットしている。海底地盤の不安定化に動水勾配が影響を及ぼしていることを説明するために、図-10 には地表面 $z = 0\text{m}$ に作用する水圧と深さ 1.0m における過剰間隙水圧の変相角に対応した変動と深さ 1.25m における鉛直有効応力の変相角に対応した変動を示している ((a)は緩い砂地盤, (b)は礫地盤)。図-9 (a)に示す有効応力の挙動から明らかなように、緩い砂地盤では地表面近くに有効応力が負になる現象が見られる。図-8 (a)が示すように、緩い砂では過剰間隙水圧の変動には深さ方向で急激な減衰挙動が見られる。図-10 (a)が示すように、過剰間隙水圧の伝播には位相差も見られ、地表面での水圧が減少している $3\pi/4$ から $5\pi/4$ を中心に地表面よりも海底地盤内で過剰間隙水圧が大きくなっ

ている。このことにより地盤内には上向き浸透流が発生して3地盤に重力とは逆向きの物体力が生じ、結果として $7\pi/8$ 付近で鉛直有効応力が負になっている。実際の地盤材料は線形弾性体とは異なり負の応力（引張応力）に抵抗できないので、このとき海底地盤は一体性を失い不安定化する。図-8 から図-10 に示すように、このような海底地盤の波浪による不安定化がすべての海底地盤において必ず生じるわけではなく、礫地盤では見られない現象である。図-10 (b) が示しているように礫地盤は透水性が良いために地表面の水圧変動がほとんど減衰せずに地盤に伝達されている。これによって、緩い砂地盤では顕著であった上向き浸透流が礫地盤では鉛直有効応力を負にするほど大きくない。

このように海底地盤の有効応力変動は海底地盤表面に作用する水圧変動と海底地盤内の過剰間隙水圧変動の差によって生じるので、海底地盤表面に作用した水圧を海底地盤内に積極的に導くために透水性の高いコラムを地盤内に挿入することは海底地盤の安定化に効果があると考えられる。

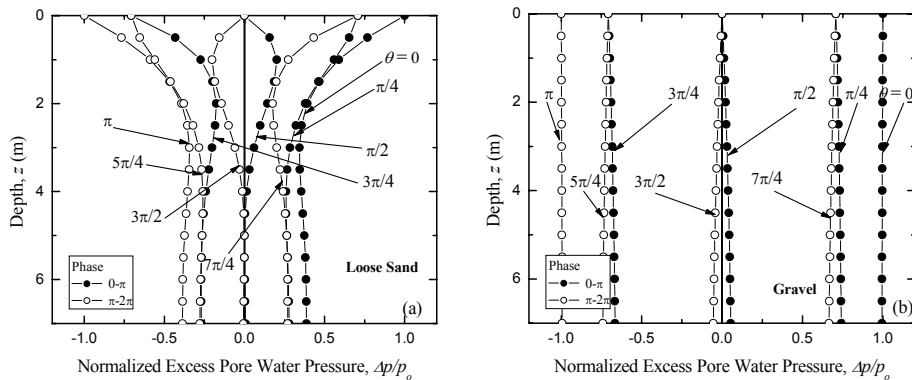


図-8 海底地盤の過剰間隙水圧変動の深さ方向分布 ((a) 緩い砂, (b) 礫)

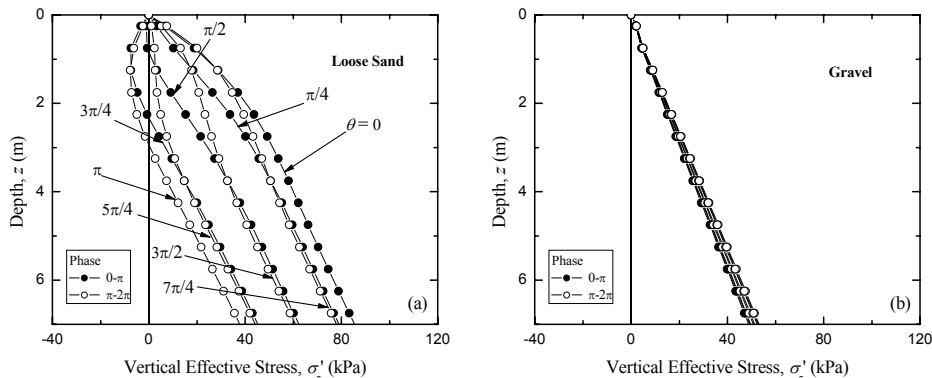


図-9 海底地盤の鉛直有効応力変動の深さ方向分布 ((a) 緩い砂, (b) 礫)

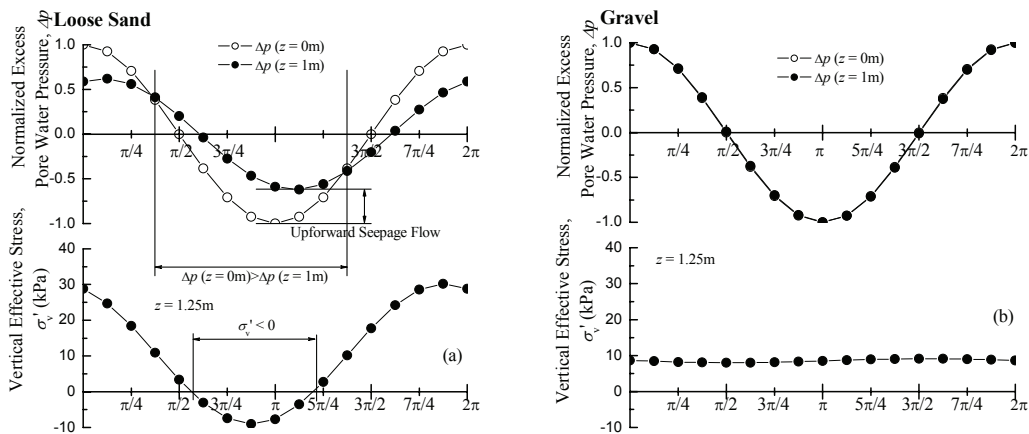


図-10 海底地盤における過剰間隙水圧と鉛直有効応力の位相角に対する変化 ((a) 緩い砂, (b) 礫)

3-2. グラベル・マット（礫によるマウンド）による対波浪安定化工法の効果

グラベル・マットの効果を示すために、地表面に礫層を配し（図-2 (a)）緩い砂地盤の波浪に対する応答を有限要素法により一次元で解析した結果を図-11に示している。図における (a) は図-8 に示したような過剰間隙水圧の変動範囲（包絡線）を、(b) は図-9 に示したような鉛直有効応力の変動幅を示している。図示のようにグラベル・マットの厚さ D_{gm} を増大させると、地盤は明らかに安定することがわかる。ただし、地盤の不安定化を完全に押さえるにはグラベル・マットを2m程度の厚さが必要であることがわかる。この値は、実際の設計に際してはかなり大きな厚さとなっている。

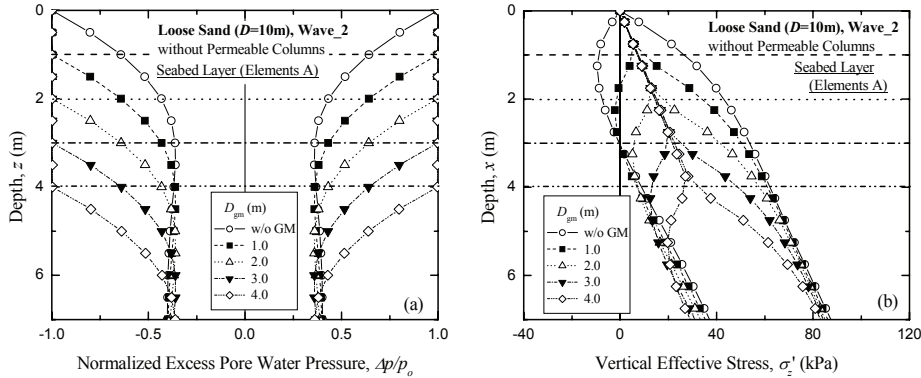


図-11 海底地盤の応答に及ぼすグラベル・マットの厚さの影響 ((a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅)

3-3. 透水性コラムによる対波浪安定化工法の効果

地盤に透水性コラムを設置した（図-2 (b)）緩い砂地盤の波浪に対する応答を有限要素法により解析した結果を図-12 から図-15 に示している。図には領域の中央位置（FEM メッシュ（図-3 (b)）では element A）での過剰間隙水圧変動と鉛直有効応力変動をその範囲で示している。透水性コラムの物性は仮に代表的な礫に近い値を採用した。また、以下の解析では、海底地盤の厚さ $D = 10\text{m}$ 、透水性コラムの直径が $D_{pc} = 0.2\text{m}$ 、間隔が $W_{pc} = 1.5\text{m}$ を標準としている。

図-12 では透水コラムの長さ L_{pc} をパラメータにして挙動を比較している。透水性コラムの効果は明瞭で、有効応力変動は明瞭に減少し、海底地盤が不安定化する（有効応力が負になる）範囲（深度）も明らかに縮小している。長さ3m程度で十分な効果がありそうで、不安定化する範囲は深度が3mから1.8mへ縮小している。

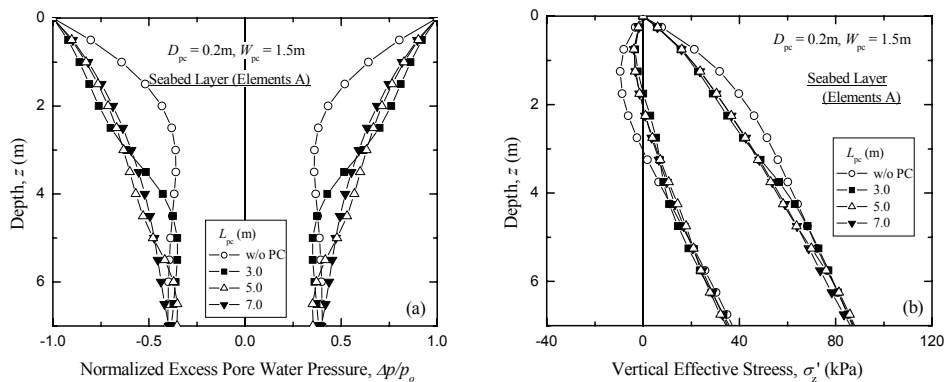


図-12 海底地盤の応答に及ぼす透水コラムの長さの影響 ((a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅)

図-13 では透水性コラムの直径 D_{pc} をパラメータにした挙動の比較を示している。採用した解析条件では0.2mで不安定化する範囲は深度が3mから1.8mへ縮小し、効果が認められる。

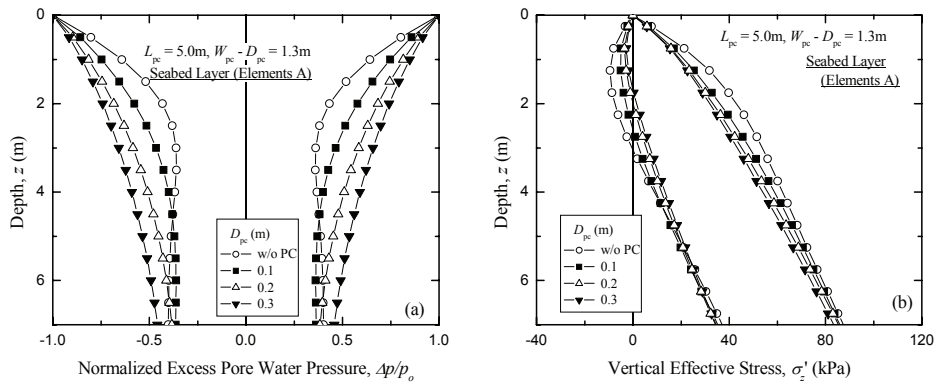


図-13 海底地盤の応答に及ぼす透水コラムの直径の影響 ((a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅)

図-14 では透水性コラムの間隔 W_{pc} をパラメータにした挙動の比較を示している。採用した解析条件では間隔が 1.5m で不安定化する範囲は深度が 3m から 1.8m へ縮小している。このことから、透水性コラムの間隔は海底地盤を安定化させる効果を左右する要因であることが分かる。

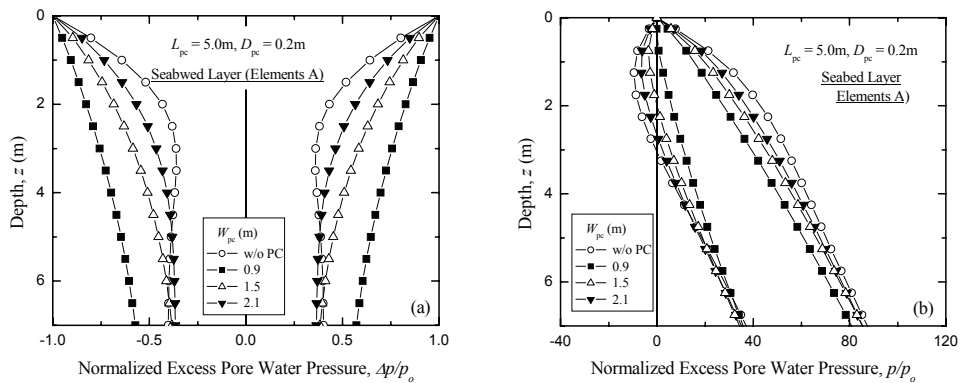


図-14 海底地盤の応答に及ぼす透水コラムの間隔の影響 ((a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅)

これらの解析結果では長さが $L_{pc} = 3.0m$ 、直径が $D_{pc} = 0.2m$ 、間隔が $W_{pc} = 1.5m$ で十分な効果が得られると期待でき、不安定化する範囲は 3m から 1.8m に減少すると予測できる。図-15 は、海底地盤表面 $z = 0m$ と深さ 1m における水圧、過剰間隙水圧の変相角に対応した変動と深さ 1.25m における鉛直有効応力の変相角に対応した変動を示している。ここでは長さが $L_{pc} = 3.0m$ 、直径が $D_{pc} = 0.2m$ 、間隔が $W_{pc} = 1.5m$ の条件で透水性コラムを挿入した場合と透水性コラムを挿入しない場合の緩い砂の応答を併せて示している。透水性材料を海底地盤に挿入することにより海底地盤表面に作用する水圧と海底地盤内の過剰間隙水圧の差が減少し、地盤内の有効応力変動が抑制できることを示している。

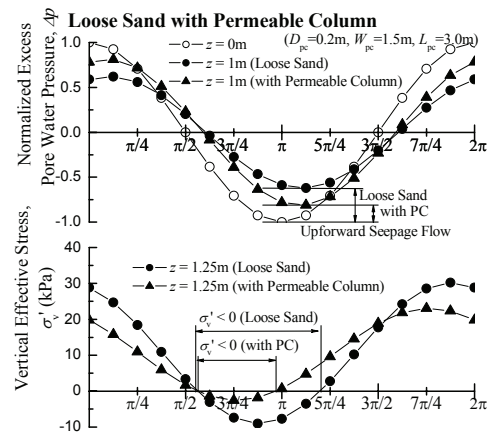


図-15 海底地盤における過剰間隙水圧と鉛直有効応力の

3-4. 透水性コラムとグラベル・マットを併用した対波浪安定化工法の効果

図-16 は透水性コラムとグラベル・マットを併用した条件で地盤の応答を解析した結果を、グラベル・マットの厚さをパラメータにして示している。ここでは長さが $L_{pc} = 3.0m$ 、直径が $D_{pc} = 0.2m$ 、間隔が $W_{pc} = 1.5m$ の条件で透水性コラムを挿入している。透水性コラムを設置しなかった場合では地盤の不安定化を完全に抑えるには 2m 程度の厚さの礫材が必要であったのに対して、透水性コラムを併用した場合にはグラベル・マット

の厚さを 1m とすれば、領域の中央（透水性コラムから最も離れた地点）においても海底地盤の不安定化を防ぐことができると考えられる。

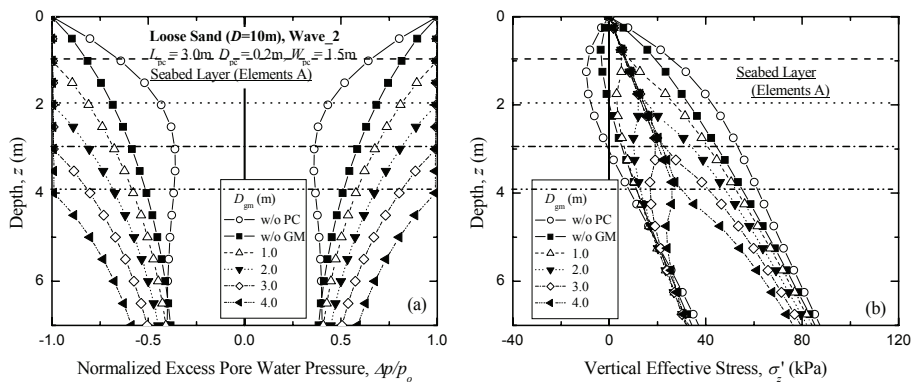


図-16 ラベルマット・透水性コラム併用型における海底地盤の応答に及ぼすグラベル・マットの厚さの影響

((a) 過剰間隙水圧変動振幅, (b) 鉛直有効応力変動振幅)

4. あとがき

本研究では、透水性コラムを海底地盤に設置することにより、上向き浸透流を抑制することができ、海底地盤の安定化に効果があることを確認できた。現在では消波ブロックに代表される、構造物や海底地盤表面に作用する水圧を減少させるための工法や、礫材を用いたマウンドの設置や地盤をブロック等で被覆する工法も取られている。これらの工法と比較すると、透水性コラムを用いる安定化工法は、材料の調達や建設コストの面で優位性があり、環境負荷も小さく抑えられると考えられる。また、透水性コラムを礫によるマウンドと併用することで、海底地盤を安定に保つための礫材を大幅に減らせる可能性があることを示した。今後は模型実験や原位置観測により提案する工法の効果を確認する予定である。

参 考 文 献

- 1) 善功企・梅原靖文 (1986): “波浪による防波堤基礎地盤の液状化被災”, 海洋構造物の基礎に関するシンポジウム, 第2編シンポジウム論文集, pp.225-232.
- 2) Oka, F., Yashima, A., Miura, K., Ohmaki, S., and Kamata, A. (1995): “Settlement of Breakwater on Submarine Soil due to Wave-Induced Liquefaction,” 5th International Symposium on Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.2, pp.237-242.
- 3) Yamamoto, T. (1977): “Wave Induced Instability in Seabed,” Proc. Coastal Sediments, ASCE, pp.898-913.
- 4) Okusa, S. (1985): “Wave-induced Stresses in Unsaturated Submarine Sediments,” Geotechnique, Vol.35, No.4, pp.509-517.
- 5) Zen, K., and Yamazaki, H. (1991): “Field Observation and Analysis of Wave-induced Liquefaction in Seabed,” Vol.31, No.4, pp161-179.
- 6) 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会 (1994): “海岸波動(波・構造物・地盤の相互作用の解析法)”, pp.431-490.
- 7) 三浦均也・浅原信吾・大塚夏彦・上野勝利 (2004): “波浪に対する海底地盤応答の連成解析のための地盤の定式化”, 第49回地盤工学シンポジウム, pp.233-240.
- 8) Asahara, S., Miura, K., Otsuka, N., Ueno, K., and Takahara, T. (2007): “Coupled Analysis of the Behavior of Seabed Subjected to Sea Wave with Different Formulation of Geomaterials,” ISOPE-2007, JSC-294.
- 9) Miura, K. and Asahara S. (2006): “Analytical Method for the Response of Seabed to Wave Loading Regarding the Liquefaction or Instabilization of the seabed,” GeoMechanics Group, Toyohashi University of Technology.