

波浪・地盤・構造物の相互作用 (WSSI) に関する数値シミュレーションについて

Numerical Simulation on Wave-Soil-Structure Interaction Problem

鈴木 高二朗

Kojiro SUZUKI

1. はじめに

波・地盤・構造物が相互に作用しあうという現象は、海岸や港湾に行けばいたるところで見ることができる。波が何十トンもある消波ブロックを動かすこともあれば、防波堤が波を反射し、消すこともある。また、波が砂を巻き上げて発生する漂砂現象やその結果、水深が変化することで波の波高分布が変化することもある。このように種々様々な相互作用の現象が常に起きている。

中でも、近年、波による地盤の液状化(善ら, 1987)などが、海岸・港湾構造物の変形に寄与している可能性が指摘され、そのような現象を解明するために多くの実験や現地観測が実施されてきた。今回紹介する波・地盤・構造物の相互作用の数値計算手法も、このような現象を解明するため、実験や現地観測とあわせて近年、精力的に開発されてきたものである。

波・地盤・構造物の相互作用の数値計算は、波を解くモデルと地盤内部の動きや構造物の動きを解くモデルを連成させて解こうとするものである。この特徴として、地盤のモデルにBiotの二層弾性体理論(1941)を使用している点があげられる。Biotのモデルを用いることにより、地盤を土骨格と間隙水に分け、その応力や間隙水圧を詳細に解くことができる。ケーソンのようなコンクリート構造物の場合も、間隙率(あるいは間隙水)が極めて少なく剛性の強い構造物として扱えばBiotの方程式でその動きを捉えることが可能である。

そこで、ここでは、2章でこのBiotの式について述べ、3章、4章では筆者が関係してきた2つの数値プログラムとその適用性について述べる。5章では、プログラム開発の背景となつたいくつかの現象について述べるとともに、プログラムの適用範囲、および今後の実験、数値計算での留意点についても若干述べることにする。

なお、波・地盤・構造物の相互作用に関する数値計算を、以後WSSI (Wave-Soil-Structure Interaction) の数値計算と総称する。

<波・地盤・構造物の相互作用 (WSSI) に関する研究例>

Biotの式を用いた波・地盤の相互作用に関する理論的・数値的検討は、Yamamotoら(1978)およびMadsenら(1978)によって開始され、その他、Mei and Foda(1981)等がある。それぞれ理論的展開が異なっているが、透水の等方性および間隙水の圧縮率が一定とみなされる場合には同一の結果となることが、土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会(1994)での検討で示されている。

一方、構造物を含む地盤部を、断面2次元で有限要素法 (FEM) などを用いて解析する手法は、名合ら(1986)、間瀬ら(1992)、桑原ら(1992)によって実施されており、当時すでにケーソン式防波堤や傾斜堤周辺の間隙水圧が適切に解析されていた。一方、Biotの式は地震に対する地盤や構造物の応答計算に早くから適用されており、FEM解析が防波堤の地震時の挙動などに用いられていた(例えば、上部ら, 1987)。高橋ら(1994)は、上部らのこのモデルを用いて、衝撃砕波力などの衝撃力が防波堤ケーソンに作用したときの動的応答計算を実施している。これらの数値計算では、水の部分を解析しておらず、地盤の境界部分に解析解を与えていた。波と地盤を同時に解いてはいないものの、先駆的な研究事例であった。

本稿で紹介する村ら(1996)のプログラムは、周波数領域ながら、波・地盤・構造物の相互作用を検討するため、①砂地盤だけでなく、波動場にも有限要素法を適用し、同時に計算できるようにしたものである。さらに、②波だけでなく地盤について無限領域を表す無限要素の導入、③地盤の深いところに対しても特殊な無限要素の導入、④加速度項の採用、そして⑤土の減衰項の考慮等、斬新な要素が含まれている。その後、時間領域のプログラムとして、断面2次元で砕波まで再現する波動場のプログラム (CADMAS-SURF) と地盤のプログラムを組み合わせるプログラム、いわゆるCADMAS-GEO-SURFの開発が実施されてきた(蔣ら, 2000)。本文ではこのうち最も新しい高橋ら(2002)に基づいたCADMAS-GEO-SURFについて紹介している。

なお、CADMAS-GEO-SURF以外にも、時間領域の計算手法があり、例としてMostafa and Mizutani (2000)のBEM-FEMモデルや前野ら(2004)のVOF-FEMモデル、中村ら(2006)のVOF-FEMモデルなどがあげられる。最近、中村ら(2006)は、CSFモデル、LESモデル、MARS法などを組み込んで、より進んだモデルを構築し、護岸背後の埋立土砂の吸い出し機構に関する検討を実施している。

2. Biotの式を用いた地盤・構造物モデル

上述したように地盤のモデルではBiotの式を使って数値シミュレーションが行われている。以下、土骨格と間隙水のつりあい式から、数値計算で用いる最終的なu-w方程式とu-p方程式の導出について述べる。なお、ここでは風間ら(1991)の表記に従って、Biotの式を記述することにする。

Biotの式は二相弾性理論とも呼ばれるように、**土骨格の方程式と間隙水の方程式を同時に解く**という特徴を持っている。土は、土骨格と間隙流体の二つから構成されていると考え、両者はあわせて**土(混合体)**と記述される。土骨格は本来、砂粒一つ一つから構成されているのだが、**図1**のようにスポンジのような空隙のある連続した物体が伸び縮みするモデルをイメージすると理解しやすい。

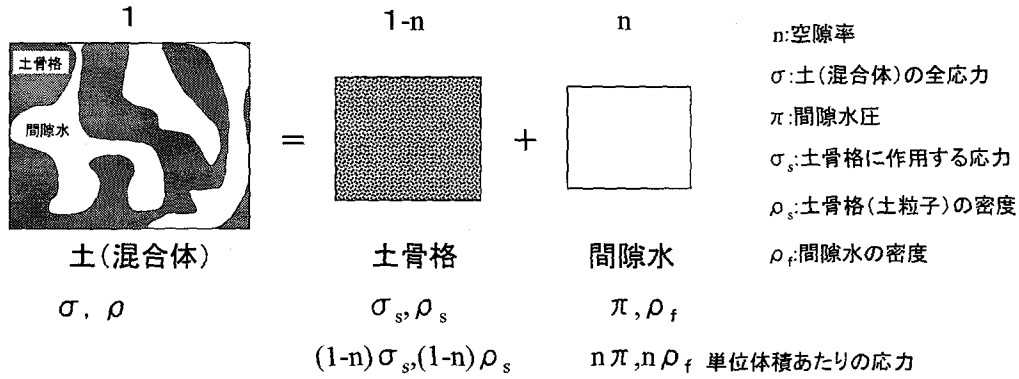


図1 土(混合体)と土骨格, 間隙水のイメージ図

1) 土骨格のつりあい方程式

土の単位体積中における土骨格の力のつりあい式は, 以下のように表される.

$$(1-n)\rho_s \ddot{u}_x = \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (1-n)\sigma_{sxx} + \frac{\partial}{\partial y} (1-n)\tau_{sxy} \right\} + (1-n)\rho_s b_x + \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_x \quad (1)$$

$$(1-n)\rho_s \ddot{u}_y = \left\{ \frac{\partial}{\partial y} (1-n)\tau_{sxy} + \frac{\partial}{\partial x} (1-n)\sigma_{syy} \right\} + (1-n)\rho_s b_y + \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_y \quad (2)$$

土骨格の加速度項 土骨格に作用する応力 土骨格に作用する物体力 間隙水の流れによる流体抵抗

ここで, n は土(混合体)の単位体積中にしめる間隙の割合(空隙率)であり, ρ_f, ρ_s はそれぞれ水と砂粒子の密度(kg/m^3), u_x, u_y, w_x, w_y はそれぞれ, 土骨格の変位(m)と間隙水の土骨格に対する相対変位(m)である. また, $\sigma_{sxx}, \sigma_{syy}, \tau_{sxy}$ はそれぞれ土骨格に作用する x, y 方向の直応力($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)とせん断応力($\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$)であり, b_x, b_y は重力のような物体力(m/s^2)である. k_0 は透水係数(m/s)である. なお, 式(1), (2)中の間隙水の流れによる流体(粘性)抵抗項は次のように誘導される. ダルシー則から間隙水の圧力勾配(動水勾配)と間隙水の土骨格に対する相対速度が比例することを考えると, 間隙水について次式が成り立つ.

$$i_x = \frac{\dot{w}_x}{k_0} \quad i_y = \frac{\dot{w}_y}{k_0} \quad (3)$$

$$\frac{\partial \pi}{\partial x} = \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_x \quad \frac{\partial \pi}{\partial y} = \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_y \quad (4)$$

(1), (2)式を行列の形でまとめて書くと, 次式のように表現される.

$$(1-n)\rho_s \ddot{\mathbf{u}} = (1-n)\mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma}_s + (1-n)\rho_s \mathbf{b} + \frac{n\rho_f g}{k} \dot{\mathbf{w}} \quad (5)$$

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \end{bmatrix} \quad \mathbf{L}^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial y \\ 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\sigma}_s = \begin{bmatrix} \sigma_{sxx} \\ \sigma_{syy} \\ \tau_{sxy} \end{bmatrix} \quad \mathbf{b} = \begin{bmatrix} b_x \\ b_y \end{bmatrix} \quad \mathbf{w} = \begin{bmatrix} w_x \\ w_y \end{bmatrix} \quad (6)$$

2) 間隙水のつりあい方程式

次に単位体積中における間隙水の力のつりあい式は以下のように表される.

$$n\rho_f \ddot{U}_x = \frac{\partial}{\partial x} (n\pi) + n\rho_f b_x - \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_x \quad (7)$$

$$n\rho_f \ddot{U}_y = \frac{\partial}{\partial y} (n\pi) + n\rho_f b_y - \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{w}_y \quad (8)$$

間隙水の加速度項 間隙水の圧力勾配 間隙水に作用する物体力 骨格と間隙水との間の流体抵抗

ここで, U_x, U_y は, 間隙水の絶対変位であり, 土骨格の絶対変位と土骨格に対する間隙水の相対変位を用い, さらに行列形式にすると次式のように表現される.

$$n\rho_f \ddot{\mathbf{U}} + \rho_f \ddot{\mathbf{w}} = n\mathbf{L}^T \mathbf{m}\boldsymbol{\pi} + n\rho_f \mathbf{b} - \frac{n\rho_f g}{k_0} \dot{\mathbf{w}} \quad (9)$$

式中の \mathbf{m} は、次式のように表される。

$$\mathbf{m}^T = [1 \quad 1 \quad 0] \quad (10)$$

3) 土 (混合体) のつりあい程式

(5)式と(9)式を両辺足し合わせると、以下の式(10)のようになり、土 (混合体) のつりあい方程式となる。

$$\rho \ddot{\mathbf{u}} + \rho_f \ddot{\mathbf{w}} = \mathbf{L}^T \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{b} \quad (11)$$

(5), (9)式の両辺を足し合わせる際、以下の二式を用いている。

$$\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_f \quad (12)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = (1-n)\boldsymbol{\sigma}_s + n\boldsymbol{\sigma}_m \quad (13)$$

ここで、 $\boldsymbol{\sigma}$ は土 (混合体) に作用する全応力である。

$$\boldsymbol{\sigma}^T = [\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \tau_{xy}] \quad (14)$$

4) 応力-歪関係式

(9), (11)の二式に対して、解くべき変数は、 $\mathbf{u}, \mathbf{w}, \boldsymbol{\sigma}, \pi$ の4変数であり、このままではまだ解くことができない。そこで、応力-歪み関係式を用いて、変数の数を減らすことにする。

まず、歪みを定義する。間隙水が圧縮性であれば、土 (混合体) の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}$ は、土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ と間隙水の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_f$ の和となるのだが、ここでは間隙水の歪みが極めて小さいとして、土 (混合体) の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}$ は土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ と等しいとする。土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ は、有効応力による土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s'$ と、間隙水圧による土骨格の歪み $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s$ とに分けられ次式のように表される。

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_s' + \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s \quad (15)$$

ここで、それぞれの歪みは以下の式で表される。

$$\boldsymbol{\varepsilon}_s^T = [\varepsilon_{sxx} \quad \varepsilon_{syy} \quad \gamma_{sxy}] \quad : \quad \text{土骨格の歪み (}\approx \text{土 (混合体) の歪み)} \quad (16)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_s'^T = [\varepsilon_{sxx}' \quad \varepsilon_{syy}' \quad \gamma_{sxy}'] \quad : \quad \text{有効応力による土骨格の歪み} \quad (17)$$

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s^T = [\bar{\varepsilon}_{sxx} \quad \bar{\varepsilon}_{syy} \quad 0] \quad : \quad \text{間隙水の水圧による土骨格の歪み (剪断歪みが無い)} \quad (18)$$

(a) 有効応力と、有効応力による土骨格の歪み

有効応力 $\boldsymbol{\sigma}_s'$ は、有効応力による土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s'$ を用いて、次式のように表される。

$$\sigma_{sxx}' = \lambda(\varepsilon_{sxx}' + \varepsilon_{syy}') + 2G\varepsilon_{sxx}' \quad (19)$$

$$\sigma_{syy}' = \lambda(\varepsilon_{sxx}' + \varepsilon_{syy}') + 2G\varepsilon_{syy}' \quad (20)$$

$$\tau_{sxy}' = G\gamma_{sxy}' \quad (21)$$

ここで、 λ はラメの定数、 G は剪断弾性係数である。さらに、行列で表現すると、以下の式で表される。

$$\boldsymbol{\sigma}_s' = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}_s' \quad (22)$$

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (23)$$

(b) 間隙水圧と、間隙水圧による土骨格の歪み

土骨格が等方性であれば、作用応力は x, y 方向で同じであるから、 $\bar{\varepsilon}_{sxx} = \bar{\varepsilon}_{syy}$ であり、間隙水圧 π と、間隙水圧による土骨格の歪み $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s$ との関係式は以下のように表される。

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s = \mathbf{m}\pi / (3K_s) \quad (24)$$

ここで、 K_s は土骨格の体積弾性率である。

土 (混合体) の全応力 $\boldsymbol{\sigma}$ は、土骨格が受け持つ有効応力 $\boldsymbol{\sigma}_s'$ と間隙水圧 $\mathbf{m}\pi$ を加えたものであり、有効応力 $\boldsymbol{\sigma}_s'$ は土骨格にかかる応力 $\boldsymbol{\sigma}_s$ から $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s$ に相当する間隙水圧分を除いたものである。したがって、土 (混合体) の全応力 $\boldsymbol{\sigma}$ は土骨格の歪み $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ と間隙水圧 π で以下の式(25)のように表現される。

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}_s' + \mathbf{m}\pi = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon}_s - \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_s) + \mathbf{m}\pi = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}_s - \mathbf{D}\mathbf{m}\pi / (3K_s) + \mathbf{m}\pi = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}_s + \alpha\mathbf{m}\pi \quad (25)$$

ここで、 α は次式で表される係数である。

$$\alpha = 1 - (2\lambda + 2G) / (3K_s) \quad (26)$$

5) 応力-変位関係式

(25)式を(11)式に代入すれば、変数 $\boldsymbol{\sigma}$ が無くなるが、その一方で変数 $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ が増えてしまう。

そこで、以下の歪み-変位関係式を用いることにする。

$$\varepsilon_{sxx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \varepsilon_{syy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \gamma_{sxy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (27)$$

上式を行列形式で表すと以下の式(28)となる。

$$\boldsymbol{\varepsilon}_s = \mathbf{L}\mathbf{u} \quad (28)$$

上式(28)を式(25)式に代入することで、以下のような応力-変位関係式となる。

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\mathbf{L}\mathbf{u} + \alpha\mathbf{m}\pi \quad (29)$$

上式(29)を式(11)に代入すると、以下の式が得られる。

$$\rho\ddot{\mathbf{u}} + \rho_f\ddot{\mathbf{w}} = \mathbf{L}^T(\mathbf{D}\mathbf{L}\mathbf{u} + \alpha\mathbf{m}\pi) + \rho\mathbf{b} \quad (30)$$

6) 間隙流体の収支 (間隙流体の連続式)

この場合、(9)と(30)の二式を解くことになるが、変数は $\mathbf{u}, \mathbf{w}, \pi$ と3つあり、このままでは解くことができない。そこで、次に間隙流体の収支について考える。

間隙流体の発散 (流出) 速度は、間隙の減少速度と流体の伸びを加えたものであり、

$$\frac{\partial \dot{w}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{w}_y}{\partial y} = -\left(\frac{\partial \dot{\varepsilon}_{sxx}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{\varepsilon}_{syy}}{\partial y}\right) + \frac{(1-n)\dot{\pi}}{K_s} + \frac{\sigma'_{sxx} + \sigma'_{syy}}{2K_s} + \frac{n\dot{\pi}}{K_f} \quad (31)$$

間隙水の発散 (流出) 速度 土骨格体積の減少速度 間隙水圧による土骨格体積の膨張速度 有効応力による土骨格体積の膨張速度 間隙水圧による間隙流体の膨張速度

行列で表示すると

$$\nabla^T \dot{\mathbf{w}} = -\mathbf{m}^T \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + \frac{(1-n)\dot{\pi}}{K_s} + \frac{\mathbf{m}^T \boldsymbol{\sigma}'_s}{3K_s} + \frac{n\dot{\pi}}{K_f} \quad (32)$$

(25)式より

$$\boldsymbol{\sigma}'_s = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon}_s + (\alpha-1)\mathbf{m}\pi \quad (33)$$

この式を(32)式に代入すると以下の式ようになる。

$$\nabla^T \dot{\mathbf{w}} = -\alpha\mathbf{m}^T \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} + \dot{\pi}/Q \quad (34)$$

$$\frac{1}{Q} = \frac{n}{K_f} + \frac{\alpha-n}{K_s} \quad (35)$$

(34)式を積分し、その積分定数を0とすると、

$$\pi = \alpha\mathbf{Q}\mathbf{m}^T\mathbf{L}\mathbf{u} + \mathbf{Q}\nabla^T\mathbf{w} \quad (36)$$

上(36)式と(25)式を組み合わせることにより、

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{D} + \alpha^2\mathbf{Q}\mathbf{m}\mathbf{m}^T)\mathbf{L}\mathbf{u} + \alpha\mathbf{Q}\mathbf{m}\nabla^T\mathbf{w} \quad (37)$$

上(37)式を土 (混合体) のつりあい式 (11) に代入すると、

$$\rho\mathbf{b} + \mathbf{L}^T(\mathbf{D} + \alpha^2\mathbf{Q}\mathbf{m}\mathbf{m}^T)\mathbf{L}\mathbf{u} + \alpha\mathbf{Q}\mathbf{L}^T\mathbf{m}\nabla^T\mathbf{w} - \rho\ddot{\mathbf{u}} - \rho_f\ddot{\mathbf{w}} = 0 \quad : \text{土 (混合体) のつりあい式} \quad (38)$$

(36)式を間隙水のつりあい式(9)に代入すると

$$\rho_f\mathbf{b} + \alpha\mathbf{Q}\nabla\mathbf{m}^T\mathbf{L}\mathbf{u} + \mathbf{Q}\nabla\nabla^T\mathbf{w} - \frac{\rho_f g}{k_0}\dot{\mathbf{w}} - \frac{\rho_f}{n}\ddot{\mathbf{w}} - \rho_f\ddot{\mathbf{u}} = 0 \quad : \text{間隙水のつりあい式} \quad (39)$$

上二式(38), (39)をまとめると、

$$\begin{bmatrix} \rho \\ \rho_f \end{bmatrix} \mathbf{b} + \begin{bmatrix} \mathbf{L}^T(\mathbf{D} + \alpha^2\mathbf{Q}\mathbf{m}\mathbf{m}^T)\mathbf{L} & \alpha\mathbf{Q}\nabla\nabla^T \\ \alpha\mathbf{Q}\nabla\nabla^T & \mathbf{Q}\nabla\nabla^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{w} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \rho_f g/k_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{w}} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \rho & \rho_f \\ \rho_f & \rho_f/n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{w}} \end{bmatrix} = 0 \quad (40)$$

上式が $\mathbf{u}-\mathbf{w}$ 形式と呼ばれる式であり、変数は \mathbf{u}, \mathbf{w} の2個となったため、数値的に解くことができる。

3. 波・地盤・構造物の相互作用 (WSSI) の解析手法 (周波数領域の計算手法 朴ら(1996))

朴ら(1996)は、波の部分 (以下、波部とよぶ) に連続式、地盤・構造物の部分 (以下、地盤部とよぶ) に2.1で述べたBiotの式を用いて、解析を行っている。ここでは、ある周期 T_0 (角周波数 ω_0) の正弦的な波 ($\exp(-i\omega_0 t)$ の成分) だけが地盤・構造物に襲来するというように単純化して考え、 $\exp(-i\omega_0 t)$ を基礎方程式に代入した後、消去して変数分離するという手法をとっている。

以下、朴ら(1996)が作成した周波数領域WSSIのFEM解析について述べる。

3.1 周波数領域での変数分離と支配方程式

今、地盤部の土骨格の変位を \mathbf{u} 、間隙水の相対変位を \mathbf{w} 、波部の速度ポテンシャルを ϕ として、それぞれを以下のように時間とそれ以外の部分に変数分離する。

$$\mathbf{u} = \text{Re}[\mathbf{U}e^{-i\omega t}] = \text{Re} \begin{bmatrix} U_{xr} + iU_{xi} \\ U_{yr} + iU_{yi} \end{bmatrix} \exp(-i\omega_0 t) \quad (41)$$

$$\mathbf{w} = \text{Re}[\mathbf{W}e^{-i\omega t}] = \text{Re} \begin{bmatrix} W_{xr} + iW_{xi} \\ W_{yr} + iW_{yi} \end{bmatrix} \exp(-i\omega_0 t) \quad (42)$$

$$\phi = \text{Re}[\Phi e^{-i\omega t}] = \text{Re}(\Phi_r + i\Phi_i) \exp(-i\omega_0 t) \quad (43)$$

U , W , Φ はそれぞれ、複素数で表される土骨格の変位、間隙水の相対変位、および波部の速度ポテンシャルである。支配方程式は、波部が以下の式(44)に示す水の連続式、地盤部がBiotの式(40)である。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \phi}{\partial y} = 0 \quad (44)$$

式(41), (42), (43)の変数を、式(40)と式(44)に代入して、解くべき以下の方程式が得られる。

$$\nabla^2 \Phi = 0 \quad \text{: 波部の水の連続式} \quad (45)$$

$$\{\omega_0^2 \rho + L^T (\mathbf{D} + \alpha^2 \mathbf{Q} \mathbf{m} \mathbf{m}^T) \mathbf{L}\} \mathbf{U} + \{\omega_0^2 \rho_f + \alpha \mathbf{Q} \nabla^2\} \mathbf{W} = 0 \quad \text{: Biotの式の土 (混合体) のつりあい式} \quad (46)$$

$$\{\omega_0^2 \rho_f + \alpha \mathbf{Q} \nabla^2\} \mathbf{U} + \{\omega_0^2 \rho_f / n + i\omega_0 \rho_f g / k_0 + \mathbf{Q} \nabla^2\} \mathbf{W} = 0 \quad \text{: Biotの式の間隙水のつりあい式} \quad (47)$$

3.2 境界条件

図2は、計算領域とその境界条件の模式図であり、図3は有限要素法で離散化した際の各要素と接点の関係を示している。

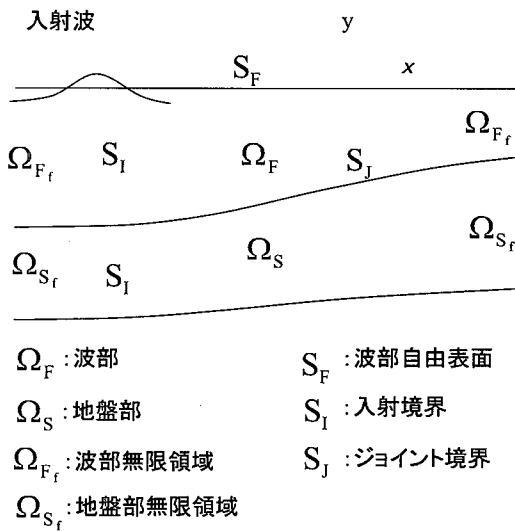


図2 計算領域と境界条件の模式図 (朴ら, 1996)

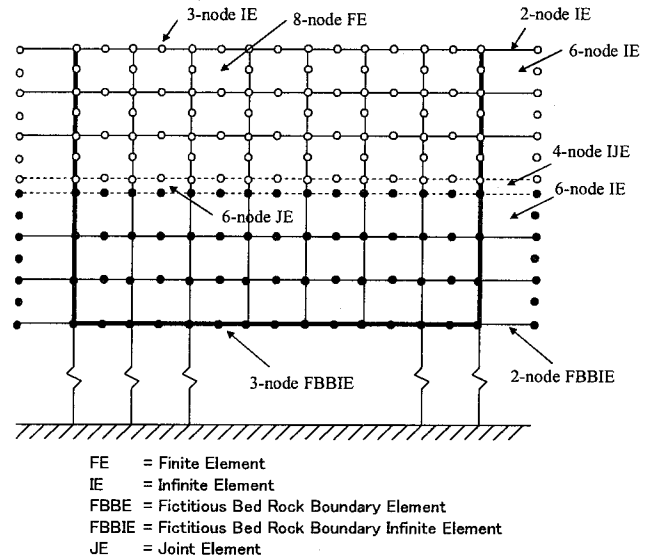


図3 有限要素法で離散化した際の各要素 (エレメント) と接点 (ノード) の関係

まず、波部の境界条件は、自由表面での力学的、運動学的境界条件から、

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = \frac{\omega^2}{g} \Phi \quad \text{: } S_F \quad \text{自由表面} \quad (48)$$

波部のジョイント境界では、波部の流速と地盤部の間隙水の流速が等しいとして、

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = -i\omega_0 (U_n + W_n) \quad \text{: } S_J \quad \text{ジョイント境界} \quad (49)$$

ここで、上式中 n は、境界面に垂直な方向を意味している。

波部の入射境界では微小振幅波理論で与えられる流速 V を与えている。

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = V \quad \text{: } S_I \quad \text{波の入射境界} \quad (50)$$

散乱波に対しては、無限領域でゼロになるとして考えて、無限領域 Ω_{F_r} で人工粘性を加えて消波している。

一方、地盤部の境界条件は、ジョイント境界において、以下のベルヌーイの式(51)で波部の流速がゼロとなると考えると、式(52)と(53)のようになる。

$$p = -\rho_f \left[\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 \right\} \right] \quad (51)$$

$$\Sigma_n = i\omega \rho_f \Phi \quad (52)$$

$$\Pi = i\omega \rho_f \Phi \quad (53)$$

また、地盤部の入射境界では、Yamamoto(1981), Yamamoto and Takahashi(1985)の平坦な地盤でのBiotの式の解析解を入射条件とし

て、土骨格と間隙水の相対変位、および土骨格の応力、間隙水圧を与えるようにしている。

散乱波は波部と同様に、無限領域でゼロになるとして考えて、無限領域 Ω_{S_i} で人工粘性を加えて消波している。

地盤の下が岩盤であったりするような固定境界の場合は、土骨格の変位と間隙水の骨格に対する相対変位をゼロとしている。

さらに、地盤が無限に存在するような場合は、最も優位と考えられる剪断波が伝達すると考えた無限領域を想定するという手法をとっている。

3.3 有限要素法による解析

朴ら(1996)は解析領域を有限個の四辺形要素群に分割し、四辺形要素内の変数を二次の基底関数を用いて線形内挿している。

各要素(エレメント)での波部の速度ポテンシャル、地盤部の土骨格の変位、間隙水の相対変位を、基底関数 \mathbf{N} と各節点(ノード)での値 $\overline{\Phi}_e$ 、 $\overline{\mathbf{U}}_e$ 、 $\overline{\mathbf{W}}_e$ を用いて以下のように表す。

$$\Phi = \mathbf{N}_\phi^T \overline{\Phi}_e \quad (54)$$

$$\mathbf{U} = \mathbf{N}_u^T \overline{\mathbf{U}}_e \quad (55)$$

$$\mathbf{W} = \mathbf{N}_w^T \overline{\mathbf{W}}_e \quad (56)$$

上記の式を用いて、式(45)~(47)にガラーキン法を適用して、以下の式を得る。

$$\sum_e \mathbf{K}_{\phi\phi} \overline{\Phi}_e = \sum_e \left(\mathbf{f}_{S_i}^f - \mathbf{K}_{\phi u} \overline{\mathbf{U}}_e - \mathbf{K}_{\phi w} \overline{\mathbf{W}}_e \right) \quad \text{: 波部} \quad (57)$$

$$\sum_e \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{uu} & \mathbf{K}_{uw} \\ \mathbf{K}_{wu} & \mathbf{K}_{ww} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \overline{\mathbf{U}}_e \\ \overline{\mathbf{W}}_e \end{Bmatrix} = \sum_e \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_{S_i}^u + \mathbf{K}_{u\phi} \overline{\Phi}_e \\ \mathbf{f}_{S_i}^w + \mathbf{K}_{w\phi} \overline{\Phi}_e \end{Bmatrix} \quad \text{: 地盤部} \quad (58)$$

また、マトリックス $\mathbf{K}_{\phi\phi} \sim \mathbf{f}_{S_i}^w$ は以下のように表される。

$$\mathbf{K}_{\phi\phi} = \int_{\Omega_f} \left(\mathbf{N}_{\phi,x} \mathbf{N}_{\phi,x}^T + \mathbf{N}_{\phi,y} \mathbf{N}_{\phi,y}^T \right) d\Omega_f - \int_{S_i^f} \frac{\omega_0^2}{g} \mathbf{N}_\phi \mathbf{N}_\phi^T dS_f \quad \text{: 波部} \quad (59)$$

$$\mathbf{K}_{\phi u} = -i\omega_0 \int_{S_i^f} \mathbf{N}_\phi \mathbf{n}^T \mathbf{N}_u^T dS_f \quad \text{: ジョイント境界 (ジョイントエレメント)} \quad (60)$$

$$\mathbf{K}_{\phi w} = -i\omega_0 \int_{S_i^f} \mathbf{N}_\phi \mathbf{n}^T \mathbf{N}_w^T dS_f \quad \text{: ジョイント境界 (ジョイントエレメント)} \quad (61)$$

$$\mathbf{f}_{S_i}^f = \int_{S_i^f} \mathbf{N}_\phi V_n dS_f \quad \text{: 波部 入射境界} \quad (62)$$

$$\mathbf{K}_{uu} = \int_{\Omega_s} \left\{ \omega_0^2 \rho \mathbf{N}_u \mathbf{N}_u^T + (\mathbf{L} \mathbf{N}_u^T)^T (\mathbf{D} + \alpha^2 \mathbf{Q} \mathbf{m} \mathbf{m}^T) (\mathbf{L} \mathbf{N}_u^T) \right\} d\Omega_s \quad \text{: 地盤部} \quad (63)$$

$$\mathbf{K}_{uw} = \int_{\Omega_s} \left\{ \omega_0^2 \rho_f \mathbf{N}_w \mathbf{N}_u^T + (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T)^T \alpha \mathbf{Q} (\mathbf{L} \mathbf{N}_u^T) \right\} d\Omega_s \quad \text{: 地盤部} \quad (64)$$

$$\mathbf{K}_{ww} = \int_{\Omega_s} \left\{ -\omega_0^2 \frac{\rho_f}{n} \mathbf{N}_w \mathbf{N}_w^T - \frac{i\omega_0 \rho_f g}{k_0} \mathbf{N}_w \mathbf{N}_w^T - (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T)^T \mathbf{Q} (\mathbf{L} \mathbf{N}_w^T) \right\} d\Omega_s \quad \text{: 地盤部} \quad (65)$$

$$\mathbf{K}_{u\phi} = -i\omega_0 \rho_f \int_{S_i^f} \mathbf{N}_u \mathbf{n}^T \mathbf{N}_\phi^T dS_f \quad \text{: ジョイント境界 (ジョイントエレメント)} \quad (66)$$

$$\mathbf{K}_{w\phi} = -i\omega_0 \rho_f \int_{S_i^f} \mathbf{N}_w \mathbf{n}^T \mathbf{N}_\phi^T dS_f \quad \text{: ジョイント境界 (ジョイントエレメント)} \quad (67)$$

$$\mathbf{f}_{S_i}^u = \int_{S_i^f} \mathbf{N}_u \mathbf{n} \sum_n^I dS_f \quad \text{: 地盤部 入射境界} \quad (68)$$

$$\mathbf{f}_{S_i}^w = \int_{S_i^f} \mathbf{N}_w \mathbf{n} \Pi^I dS_f \quad \text{: 地盤部 入射境界} \quad (69)$$

ここで、 $\int_{\Omega} [] d\Omega$ は各四辺形要素の領域積分、 $\int_S [] dS$ は境界積分、 \mathbf{n} は境界における法線ベクトル、 \cdot, n は \mathbf{n} 方向微分である。

式(57)と(58)を組み合わせると、以下のように表現される。

$$\sum_e \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{\phi\phi} & \mathbf{K}_{\phi u} & \mathbf{K}_{\phi w} \\ & -\mathbf{K}_{uu} / \rho_f & -\mathbf{K}_{uw} / \rho_f \\ \text{sym.} & & -\mathbf{K}_{ww} / \rho_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \overline{\Phi}_e \\ \overline{\mathbf{U}}_e \\ \overline{\mathbf{W}}_e \end{Bmatrix} = \sum_e \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_{S_i}^f \\ -\mathbf{f}_{S_i}^u / \rho_f \\ -\mathbf{f}_{S_i}^w / \rho_f \end{Bmatrix} \quad (70)$$

3.4 朴ら(1996)の解析手法の適用例

上述した朴ら(1996)の解析手法は、周波数領域の計算であり、かつ線形計算であるから砕波のような現象を再現することはできない。しかしながら、これまで色々な現象に対して適用したところ、多くの現象を再現できることが分かっている。また、この計算プログラムの優れた点は、計算時間が短い他に、非常に安定しているという点にある。

以下はその適用例である。いずれも計算結果が、解析解や実験結果と良好に合致していることを示している。

1) 平坦な砂地盤上を波が通過する場合

図4は平坦な砂地盤上を進行波が通過する場合の計算結果であり、無限深さで透水係数 $k_0=0.1\text{cm/s}$ 、せん断弾性係数 $G=10000\text{kN/m}^2$ 、空隙率 $n=0.45$ の地盤で、水深 $h=7.5\text{m}$ 、周期 $T=5\text{s}$ （波長 $L=34.7\text{m}$ ）、波高 $H=2\text{m}$ の場合の計算結果である。図には波の峰が到達した時点における間隙水圧と土骨格の鉛直変位、間隙水の相対変位、そしてせん断応力についてその実部と虚部を示している。この例では波と砂地盤表面の動きは180度ずれており、その振幅も0.06mmと小さい。また、間隙水の地盤表面での変位はその振幅が0.3mmと土骨格の動きより大きく、位相は90度、波部の表面波より進んでいる。間隙水圧は地盤表面で波部の波圧と同じであるが、1/4波長の深さで地盤表面の1/4とかなり小さくなっており、また、位相は波と同じ位相でずれがない。なお、砂地盤内部の間隙水圧は引っ張りを正としているので図では負の値をとっている。

このような平坦床での現象は、Yamamoto(1981)などによって解析解が得られている。図4中の実線と破線で示したものがそれらの解析解であり、数値計算結果と完全に一致しており、この計算法の有効性が確かめられている。

図5は間隙水圧の計算結果であり、そのピーク値を波高で無次元化している。計算では砂地盤の条件を同じくし、現地スケールと模型スケールを比較している。また、地盤下部については無限深さの地盤である場合（地盤厚 $h_s=\infty$ ）と不透過な固定岩盤層がある場合（地盤厚 $h_s=7.5\text{m}$ （現地）、 0.375m （実験））を比較している。当然ではあるが、周期の長い方が深部まで圧力が伝播しやすいことが分かる。また、固定岩盤層がある場合にはそこの反射により、無限地盤の場合より大きな圧力が発生している。

せん断弾性係数と透水係数を同じにし、現地と実験スケール（1/20）について計算している。地盤下部境界が半無限では間隙水圧の相似が成り立つが、固定岩盤層の場合は成立せず、若干異なっている。これは、砂地盤では間隙水圧が透水係数にほとんど依存しないが、せん断弾性係数に依存しているため、有限深さの地盤では異なってくることによっている。このように、数値計算により、各パラメータの影響や相似則の問題が比較的簡単に検討できることが分かる。

2) 混成防波堤、防波護岸裏込石内に発生する間隙水圧

図6は、ケーソン式防波堤がある場合の間隙水圧の分布を示すものである。計算は現地スケールであり、水深 $h=20\text{m}$ 、マウンド上水深 $h_b=16\text{m}$ 、ケーソン幅 20m 、周期 $T=15.6\text{s}$ 、波高 $H=12.4\text{m}$ の条件で、マウンドの透水係数 k_0 を 1.0m/s として計算している。なお、地盤下部は半無限（ $h_s=\infty$ ）の条件である。直立壁があると重複波となり、地盤内部には重複波に応じた間隙水圧が発生する。図に示したものは間隙水圧分布であり、ケーソン前趾下に大きな圧力が発生している。また、ケーソン下部の捨石マウンドには流れが発生し、ケーソン背後に伝達波が発生する。この場合、流速は約 0.4m/s で、波高伝達率は 0.01 と小さい。

図7は、ケーソン式防波護岸に対する計算例である。護岸背後の裏込石および埋立砂内に発生するマウンド透過波による間隙水圧のピーク値分布を示している。表1はこのときの計算条件を示すものであり、高橋ら(1996)の実験と同じ条件になるように計算条件を設定している。

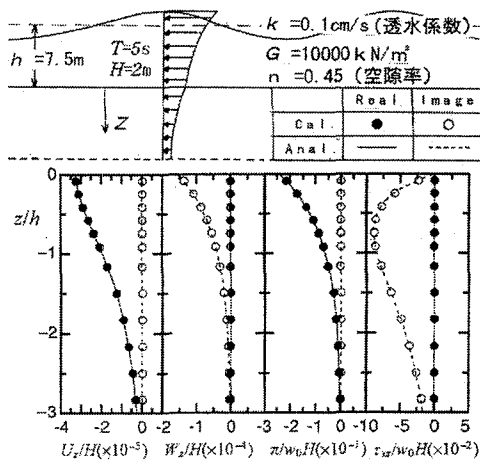


図4 進行波による砂地盤の間隙水圧と変位（朴ら，1996）

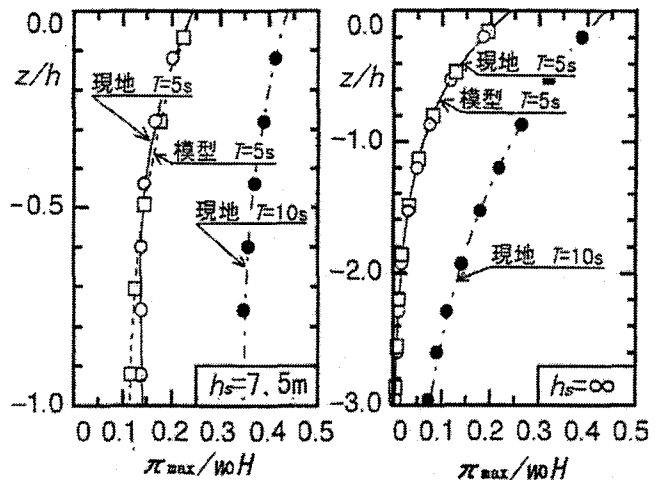


図5 砂地盤の間隙水圧の変化（進行波）（朴ら，1996）

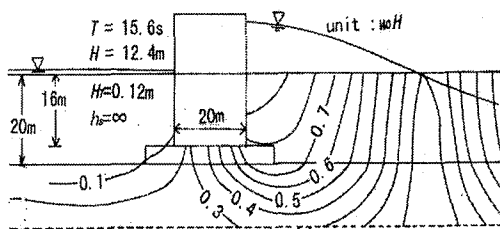


図6 ケーソン式防波堤での間隙水圧の分布（朴ら，1996）

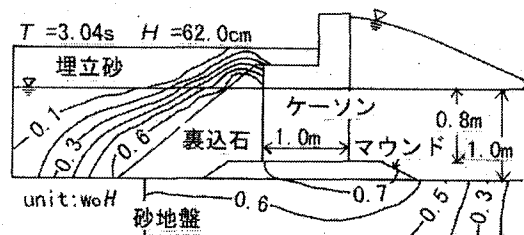


図7 護岸背後の間隙水圧（朴ら，1996）

表1 図7の防波護岸の計算における各種係数 (朴ら, 1996)

	海底砂	埋立砂	マウンド	裏込石	ケーソン
せん断弾性係数 $G(\text{kN/m}^2)$	13400	7000	15000	15000	900000
ポアソン比 ν	0.333	0.333	0.333	0.333	0.167
空隙率 n	0.445	0.445	0.529	0.529	—
透水係数 $k_0(\text{m/s})$	0.0001	0.0001	0.1	0.1	—
密度 $\rho(\text{kg/m}^3)$	1900	1900	1740	1740	2000
水の密度 $\rho_f=1000(\text{kg/m}^3)$	土骨格の体積弾性係数 $K_s=3.6 \times 10^7(\text{kN/m}^2)$ 水の体積弾性係数 $K_f=2.1 \times 10^6(\text{kN/m}^2)$				

4. 波・地盤・構造物相互作用の解析手法 (時間領域 VOF-FEMモデル CADMAS-GEO-SURF)

以上のように、朴ら(1996)の周波数領域の計算プログラムにより、多くの現象をある程度再現することができる。多くの場合、周波数領域の計算だけで十分ではないかと思われるのだが、砕波現象を伴うような非線形な波浪条件では、より詳細に解ける時間領域のモデルが求められる。近年、自由表面の境界条件にVOF法を適用し、砕波や越波等、複雑な非線形波動現象を解くことができる数値波動水路 (CADMAS-SURF) が精力的に開発されてきた (磯部ら, 1999)。そこで、波の部分にこのCADMAS-SURFを用い、地盤・構造物の部分にBiotの式をFEMで解くモデルを用いて、それぞれを連成させて解く時間領域の解析プログラム (高橋ら, 2002) が開発されてきた。

4.1 波動場のVOFモデル (CADMAS-SURF)

榊山ら(1998)のポーラスメディア法を採用したCADMAS-SURFの基礎方程式は、以下のように表される。

数値波動水路部では、砕波や越波等複雑な非線形波動現象を数値的に解析するために、複雑な自由表面の運動が追跡可能なVOF法を採用し、非圧縮性粘性流体の挙動を数値解析している。

以下に、多孔質体中の流れに拡張した場合のNavier-Stokesの方程式、VOF関数の移流方程式、および乱流モデル ($k-\varepsilon$ 2方程式)を示す。

$$(\gamma_i v_i)_{,i} = 0 \quad \text{: 連続式} \quad (71)$$

$$\lambda_v \dot{v}_i + (\lambda_i v_j v_i)_{,j} = -\frac{\lambda_v}{\rho_f} p_{,i} - \gamma_v \delta_{i3} g - R_i + (\gamma_j v_e (v_{i,j} + v_{j,i}))_{,j} \quad \text{: 運動方程式} \quad (72)$$

$$\gamma_v \dot{F} + (\gamma_i v_i F)_{,i} = 0 \quad \text{: VOF関数の移流方程式} \quad (73)$$

$$\gamma_v \dot{k} + (\gamma_i v_i k)_{,i} = (\gamma_i v_k k_{,i})_{,i} + \gamma_v G_s + \gamma_v \varepsilon \quad \text{: } k-\varepsilon \text{ 乱流モデルの } k \text{ 方程式} \quad (74)$$

$$\gamma_v \dot{\varepsilon} + (\gamma_i v_i \varepsilon)_{,i} = (\gamma_i v_e \varepsilon_{,i})_{,i} + \gamma_v C_1 \frac{\varepsilon}{k} G_s + \gamma_v C_2 \left(\frac{\varepsilon^2}{k}\right) \quad \text{: } k-\varepsilon \text{ 乱流モデルの } \varepsilon \text{ 方程式} \quad (75)$$

ここで、 v_i は i 方向成分流速、 p は水圧、 ρ_f は海水密度、 g は重力加速度、 v_e は分子粘性係数と渦動粘性係数の和、 R_i は多孔質からの i 方向成分抵抗力、 γ_v は空隙率、 γ_i は i 方向の面積透過率、 F はVOF関数、 k は $k-\varepsilon$ モデルの乱流エネルギー、 ε は $k-\varepsilon$ モデルの逸散率、 v_k 、 v_e 、 G_s 、 G_b 、 C_1 、および C_2 は $k-\varepsilon$ モデルにおける係数である。また、 δ_{i3} はクロネッカーデルタ、 $\dot{v}_i \equiv \partial v_i / \partial t$ 、 $(\)_{,i} \equiv \partial(\) / \partial x_i$ を表す。

境界条件等の詳細は、磯部ら(1999)、数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会(2001)を参照されたい。

4.2 地盤・構造物のFEMモデル (U- π 形式)

1) 基礎方程式

地盤部については、海水で飽和した土粒子と間隙水からなるBiotの2相弾性体理論に基づきモデル化を行っており、Biotの式は2章と基本的に同じである。2相弾性理論では、土粒子と間隙水の運動方程式の定式化において省略のない $u-w$ 形式による表示と間隙水の慣性項を省略した $U-\pi$ 形式の表示がある。 $u-w$ 形式表示では、基礎式において省略がないという点で優れており、蔣ら(2000)は $u-w$ 形式のプログラムを開発した。しかし、その後、色々な条件に対してこのモデルを使用したところ、数値計算上不安定になる場合が見られた。間隙水圧の評価などにおいて誤差を含みやすいためではないかと考えられたため、高橋ら(2002)はこのモデルを $U-\pi$ 形式を採用した有限要素法による数値計算プログラムに改良した。

以下に、 $U-\pi$ 形式のモデルについて述べる。 $U-\pi$ 形式は、変数を土骨格の変位 u と間隙水圧 π として計算を行うモデルである。2章では、間隙水圧を引っ張り力が正の π で表示していたが、ここでは圧縮を正として間隙水圧を p で表現している。したがって、 $u-p$ 形式と表現することもできる。

今、地盤をVoigt型粘弾性体と考えるとき、有効応力に対する構成則は、次式で表される。

$$\sigma'_{ij} = E_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (76)$$

全応力表示では、

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} - \delta_{ij} \alpha p \quad (77)$$

ここで、 σ'_{ij} は土骨格の有効応力、 σ_{ij} は全応力、 ε_{ij} は土骨格の歪、 E_{ijkl} は弾性係数テンソル、 $\eta_{ijkl} (= \beta E_{ijkl})$ は粘性係数テンソル、 $\alpha (= 1 - (3\mu + 2\lambda) / K_s)$ 、 K_s は土骨格の体積弾性係数である。

(76) 式を用いて土 (混合体) の運動方程式をu- π 形式で表示すると以下ようになる。

$$[E_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} - \delta_{ij} \alpha p]_{,j} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i = 0 \quad : \text{土 (混合体) の運動方程式} \quad (78)$$

ここで、 u_i は土骨格の変位、 ρ は土骨格の密度、 b_i は重力による物体力である。

間隙水に対するu- π 形式の運動方程式は、以下の (78) 式に示すDarcy則を含む間隙水の運動方程式と、土の単位体積中の間隙水収支より誘導される間隙水圧と間隙水および土骨格の体積歪速度の関係式 (79) より誘導される。

$$-n \delta_{ij} p_{,j} - \rho_f g n \dot{w}_i / k_0 + n \rho_f b_i = \rho_f \ddot{w}_i + n \rho_f \ddot{u}_i \quad (79)$$

$$\dot{w}_{k,k} = -\alpha \dot{\varepsilon}_{kk} - Q^{-1} \dot{p} \quad (80)$$

ここで、

$$Q^{-1} = n / K_f + (\alpha - n) / K_s \quad (81)$$

w_i は間隙水の相対変位、 ρ_f は間隙水の密度、 k_0 は透水係数、 n は土骨格の空隙率、 b_i は間隙水の物体力、 K_f は間隙水の体積弾性係数である。

式(79) に対し、 \dot{w}_i / \ddot{u}_i が十分小さいと見なし \dot{w}_i 項を除くとともに式 (80) を代入すると次の間隙水に関するu- π 形式の運動方程式を得る。

$$k_0 p_{,kk} / (\rho_f g) - \alpha \ddot{u}_{k,k} - Q^{-1} \dot{p} + k_0 b_{k,k} / g + k_0 \ddot{u}_{k,k} / g = 0 \quad : \text{間隙水の運動方程式} \quad (82)$$

2) 基礎方程式の離散化

各要素 (エレメント) での地盤部のi方向の土骨格の変位 u_i 、間隙水圧 p を、基底関数 N_α と各節点 (ノード) α でのi方向の変位 $u_{i\alpha}$ 、間隙水圧 p_α を用いて以下のように表す。

$$u_i = N_\alpha u_{i\alpha} \quad (83)$$

$$p = N_\alpha p_\alpha \quad (84)$$

上記に示した土 (混合体) の運動方程式 (78) 式と間隙水の運動方程式 (82) 式に対し重み付残差法を適用し次の有限要素方程式を得る。ただし、変動水圧に対する運動を対象とし自重による物体力項はゼロとした。

$$\begin{bmatrix} M_{\alpha\beta ij}^{uu} & 0 \\ M_{\alpha\beta}^{pu} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_{\beta j} \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{\alpha\beta ij}^{uu} & 0 \\ C_{\alpha\beta}^{pu} & C_{\alpha\beta}^{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_{\beta j} \\ \dot{p}_\beta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{\alpha\beta ij}^{uu} & K_{\alpha\beta i}^{up} \\ 0 & K_{\alpha\beta}^{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{\beta j} \\ p_\beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{\alpha i} \\ Q_\alpha \end{bmatrix} \quad (85)$$

ここで、各係数マトリックスの成分は以下のように表される。

$$M_{\alpha\beta ij}^{uu} = \rho \delta_{ij} \int_V N_\alpha N_\beta dV \quad (86)$$

$$M_{\alpha\beta}^{pu} = -K \rho_f \int_V N_\alpha N_{\beta,j} dV \quad (87)$$

$$C_{\alpha\beta ij}^{uu} = \int_V N_{\alpha,k} \eta_{ijkl} N_{\beta,l} dV \quad (88)$$

$$C_{\alpha\beta}^{pu} = \alpha \int_V N_\alpha N_{\beta,j} dV \quad (89)$$

$$C_{\alpha\beta}^{pp} = Q^{-1} \int_V N_\alpha N_\beta dV \quad (90)$$

$$K_{\alpha\beta ij}^{uu} = \int_V N_{\alpha,k} E_{ijkl} N_{\beta,l} dV \quad (91)$$

$$K_{\alpha\beta i}^{up} = -\alpha \int_V N_{\alpha,i} N_\beta dV \quad (92)$$

$$K_{\alpha\beta}^{pp} = K \int_V N_{\alpha,k} N_{\beta,k} dV \quad (93)$$

$$F_{\alpha i} = \int_{S_1} N_{\alpha} \hat{t}_i dS - \alpha \int_{S_2} N_{\alpha} \hat{p}_{\alpha} n_i dS \quad (94)$$

$$Q_{\alpha}^p = \int_{S_3} N_{\alpha} \hat{q}_k n_k dS \quad (95)$$

ここで、 \hat{t}_i は境界 S_1 上の境界表面力、 \hat{p}_{α} は境界 S_2 上の変動水圧、 $\hat{q}_k n_k$ は境界 S_3 上の間隙水流速の法線方向成分である。なお、境界 S_1 は波と地盤の連成境界以外で地盤の表面に相当する境界である。また、 S_2 、 S_3 は波と地盤の連成部分でそれぞれ、圧力と流速の連成境界を示している。

3) Newmark β 法とCrank-Nicolson法による時間積分

式(85)を簡単に表示しなおして、時刻 $t + \tau$ の運動方程式を以下のように表す。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}^{uu} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{pu} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}^{uu} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}^{pu} & \mathbf{C}^{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t} \\ \tilde{\mathbf{p}}^{t+\Delta t} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}^{uu} & \mathbf{K}^{up} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}^{pp} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{q}^{t+\Delta t} \\ \tilde{\mathbf{p}}^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^{t+\Delta t} \\ \mathbf{G}^{t+\Delta t} \end{bmatrix} \quad (96)$$

ただし、

$$\mathbf{q}^{t+\Delta t} = [u_x^{t+\Delta t}, u_y^{t+\Delta t}]^T \quad (97)$$

ここで、地盤変位についてはNewmark β 法により時刻 $t + \Delta t$ の変位 $\mathbf{q}^{t+\Delta t}$ と速度 $\dot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t}$ を以下の式で近似する。

$$\mathbf{q}^{t+\Delta t} = \mathbf{q}^t + \Delta t \dot{\mathbf{q}}^t + \tau^2 \ddot{\mathbf{q}}^t / 2 + \beta (\Delta t)^2 (\ddot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t} - \ddot{\mathbf{q}}^t) \quad (98)$$

$$\dot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{q}}^t + \Delta t \{ (1-\gamma) \ddot{\mathbf{q}}^t + \gamma \ddot{\mathbf{q}}^{t+\Delta t} \} \quad (99)$$

また、間隙水圧についてはCrank-Nicolson法により以下の式で近似する。

$$\tilde{\mathbf{p}}^{t+\Delta t} = \varepsilon \mathbf{p}^{t+\Delta t} + (1-\varepsilon) \mathbf{p}^t \quad (100)$$

$$\tilde{\mathbf{p}}^{t+\Delta t} = (\mathbf{p}^{t+\Delta t} - \mathbf{p}^t) / \Delta t \quad (101)$$

$$\beta = 0.3025 \quad \gamma = 0.6 \quad (102)$$

式(98)～(101)を式(96)に代入して、以下の式を得る。

$$\begin{bmatrix} [a_0 \mathbf{M}^{uu} + a_1 \mathbf{C}^{uu} + \mathbf{K}^{uu}] & a_7 \mathbf{K}^{up} \\ [a_0 \mathbf{M}^{pu} + a_1 \mathbf{C}^{pu}] & [a_6 \mathbf{C}^{pp} + a_7 \mathbf{K}^{pp}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{q}^{t+\Delta t} \\ \mathbf{p}^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}^{t+\Delta t} + \mathbf{M}^{uu} (a_0 \mathbf{q}^t + a_2 \dot{\mathbf{q}}^t + a_3 \ddot{\mathbf{q}}^t) + \mathbf{C}^{uu} (a_1 \mathbf{q}^t + a_4 \dot{\mathbf{q}}^t + a_5 \ddot{\mathbf{q}}^t) - (1-a_7) \mathbf{K}^{up} \mathbf{p}^t \\ \mathbf{G}^{t+\Delta t} + \mathbf{M}^{pu} (a_0 \mathbf{q}^t + a_2 \dot{\mathbf{q}}^t + a_3 \ddot{\mathbf{q}}^t) + \mathbf{C}^{pu} (a_1 \mathbf{q}^t + a_4 \dot{\mathbf{q}}^t + a_5 \ddot{\mathbf{q}}^t) + [a_6 \mathbf{C}^{pp} - (1-a_7) \mathbf{K}^{pp}] \mathbf{p}^t \end{bmatrix} \quad (103)$$

$$a_0 = 1/(\beta \Delta t^2) \quad a_1 = \gamma/(\beta \Delta t) \quad a_2 = 1/(\beta \Delta t) \quad a_3 = 1/(2\beta) - 1 \quad (104)$$

$$a_4 = \gamma/\beta - 1 \quad a_5 = \Delta t \gamma / (2\beta) - \Delta t \quad a_6 = 1/\Delta t \quad a_7 = \varepsilon \quad (105)$$

この式より、 $\mathbf{q}^{t+\Delta t}$ および $\mathbf{p}^{t+\Delta t}$ を求めることにより、時刻 $t + \Delta t$ の加速度、速度および変位、間隙水圧を求めることができる。

4) 波浪場と地盤・間隙水の連成

波浪場と地盤部を連成するのは、海底地盤面やケーソンの水没面などである。連成境界では、以下の境界条件を満たす必要がある。

$$\hat{\mathbf{p}}_{\text{em}} = \hat{\mathbf{p}}_{\text{vof}} \quad : \text{力学的境界条件} \quad (106)$$

$$\hat{\mathbf{v}}_i = \hat{\mathbf{u}}_i + \hat{\mathbf{q}}_i \quad : \text{運動学的境界条件} \quad (107)$$

ここで、 $\hat{\mathbf{p}}_{\text{em}}$ は連成境界面での地盤側間隙水圧、 $\hat{\mathbf{p}}_{\text{vof}}$ は連成境界面での波浪場側の水圧、 $\hat{\mathbf{v}}_i$ は連成境界面での波浪場側の流速、 $\hat{\mathbf{u}}_i$ は連成境界面での地盤速度、 $\hat{\mathbf{q}}_i$ は連成境界面での間隙水相対速度である。

相互の連成の仕方は、まず、時刻 t において波浪場解析で計算された連成境界面の水圧を地盤解析における間隙水圧境界として与え計算する。次に、これより得られた地盤速度と相対間隙水流速より、間隙水の絶対流速 ($\hat{\mathbf{u}}_i + \hat{\mathbf{q}}_i$) を求め、次の時刻の波浪場解析における境界流速としている。

4.3 VOF-FEM (U- π 形式) の適用例

1) 水平な海底地盤を波が進行する場合

図8は、水平な地盤上に波が進行する基本的な条件の計算結果である。表2は計算条件を取りまとめたものである。図8は平坦な砂地盤を対象にしているが、表にはこれ以降の計算に用いた条件も合わせて示している。図8は、周期 $T = 8\text{s}$ 、波高 $H = 2\text{m}$ で水深が $h = 10\text{m}$ の場合であり、波と地盤の運動、そして水圧(波圧と間隙水圧)を図化したものである。この計算は、u- π 形式の計算結果であるが、透水係数が小さく ($k = 0.0001\text{m/s}$)、基本的にU-W形式の計算との差はほとんど認められない。なお、水の体積弾性係数としては、ある程度空気が混入したことを仮定して、 $K_f = 4.2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ を用いている。

図9は、地盤の透水係数を変えた場合の間隙水圧の分布を見るものであり、二つの形式による計算結果を理論値とともに示している。理論解として村ら(1996)を用いているが、これとYamamoto and Takahashi (1985) の計算結果とは等しい。図ではu- π 形式による計算結果は、理論値に近いが、u-w形式の計算結果は、透水係数が大きくなるほど差が大きくなる。特に地盤表面の水部と連成する場所での差が大きい。

この原因は、u-w形式では、間隙水を弾性体として計算して水圧をひずみから計算しているためと思われる。変位が変数であるため、誤差が大きくなりやすく、さらに時間積分するので誤差が蓄積していくものと考えられる。ただし、朴ら(1996)の周波数領域での線形計算ではu-w形式でも問題が生じていない。これは、時間積分をしていないため誤差が蓄積されないためではないかと考えられる。

2) 液状化した軟らかい地盤上に波が通過する場合(液状化消波装置)

0.1~0.2mm程度の砂を実験室で自然落下させて緩く堆積させた地盤を作成し、そこに波を作用させると地盤は液状化して、図10のように波によって地盤が大きく運動する状態が発生する。このような地盤内部では土骨格が壊れて液状化するため、図11のようないわゆる残留過剰間隙水圧が発生する。このような間隙水圧は、Fodaら(1994)、Sekiguchiら(1995)によっても観測されており興味深い現象である。しかしながら、このような液状化が発生すると、間隙水が図12のように表層へ抜けて締め固まり、それ以降は液状化が発生しなくなることが分かっている。

さて、図10のように液状化した地盤上に波が通過すると、波のエネルギーが砂の運動に伴う摩擦で消費され、波が徐々に減衰するという現象が見られる。地盤の動きによって波が消波されるという、波・地盤の相互作用が最も顕著に表れる現象である。

ミシシッピ川河口に波が来襲すると、その地盤が液状化し波が消えるという現象が報告されているが、図10、図11はそのような現象に対応しているものと考えられる。Yamamoto and Takahashi(1985)は、多層地盤についてこうした計算を行っており、波による地盤の減衰を検討して、せん断弾性係数が小さい軟らかい地盤では、波の波長が変化するとともに、波高が減衰することを示している。

このような現象をヒントに、高橋ら(1994)は、砂地盤の下から水を送り込み、地盤を強制的に液状化させ、同様な波の減衰が起きることを再現している。彼らはこの方法を新たな消波装置(液状化消波装置)として提案している。

u-π形式による計算は、このように軟らかい地盤の運動やそれによる波の減衰も適切に示すことができる。図13は、地盤のせん断弾性係数Gが58kPaとかなり柔らかい場合の波による地盤の運動と波の減衰を表すもので、u-π形式での計算結果である(T=8s, H=4m)。地盤は大きく動き波の減衰が大きいことが分かる。

図14は、横軸に地盤のせん断弾性係数を取り、波の減衰率を示すものである。せん断弾性係数が60kPa程度のところで以下の式(108)で示す波の減衰率εがかなり大きくなっている。せん断弾性係数がこれより大きいときは、いわゆる砂地盤的な振る舞いをし、これより小さいところでは重い液体としての運動をする。したがって、この条件では、いわゆる共振状態となっており、砂地盤の運動も大きく波の減衰も大きい。

$$\epsilon = \ln(H_1/H_0)L/X \tag{108}$$

上式(108)中、H₀は入射波高、H₁は伝達波高、X：波の進行方向の距離、L：波の波長である。

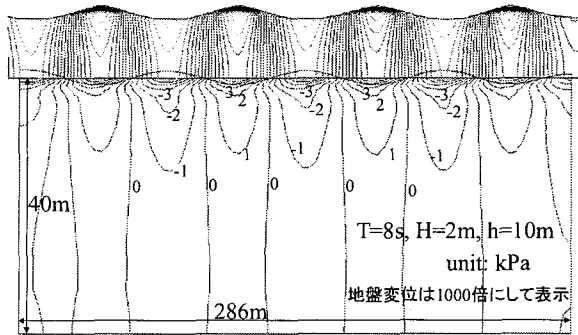


図8 平坦な地盤上に波が通過する場合の間隙水圧分布(高橋ら, 2002)
(U-π形式 k=0.0001m/s)

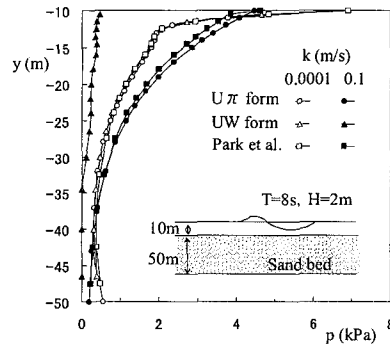


図9 間隙水圧の鉛直分布の比較(高橋ら, 2002)
(U-π形式, U-W形式, 朴ら(1996)周波数領域計算の比較)

表2 計算条件

	せん断弾性係数 G(kPa)	空隙率n	Voigt粘性 β	水の体積弾性係数 K _f (kN/m ²)	透水係数 k (m/s)
砂地盤	3.9*10 ⁴	0.45	0	4.2*10 ⁷	0.0001
緩い地盤	58	0.45	0.13~0.26	4.2*10 ⁷	0.0001
マウンド	1.5*10 ⁴	0.5	0	2.1*10 ⁶	1

ポアソン比 ν=0.3 土(混合体)の密度 ρ=1900(kg/m³)
土骨格の体積弾性係数 K_s=3.5×10⁷(kPa)



図10 地盤が液状化した時の地盤の波動現象(緩く堆積した細砂地盤に波が作用したときの状況)(鈴木ら, 2002)

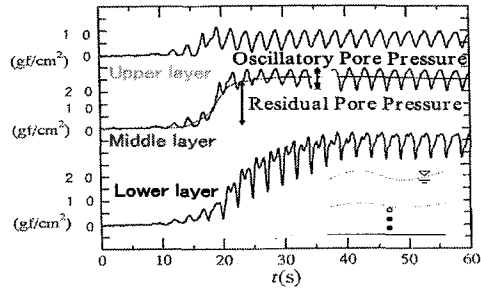


図11 液状化による残留過剰間隙水圧 (Suzukiら., 1998)

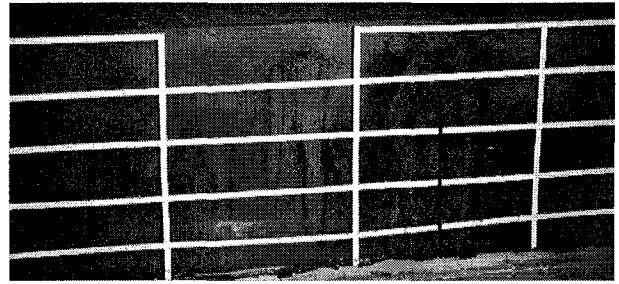


図12 残留過剰間隙水圧によるボイリング (Suzukiら., 1998)

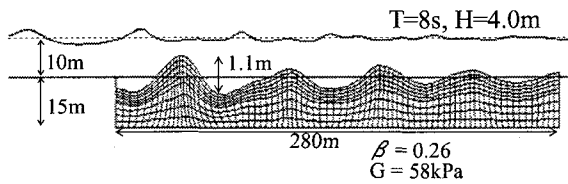


図13 軟らかい地盤の運動と波の減衰 (高橋ら, 2002)

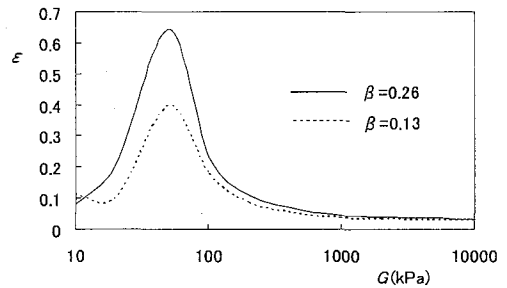


図14 せん断弾性係数Gと波の減衰率ε (高橋ら, 2002)

図15は、混成堤の場合における波の作用状況であり、 $u-\pi$ 形式の計算結果である。この計算では、マウンドを地盤部として計算しており、透水係数 $k_0=1\text{m/s}$ としている。波が背後に伝播し、波高伝達率は0.05程度となり、ほぼ実験結果と対応している。前面の圧力についても、重複波のパターンが明瞭に求められ、ケーソン前面での圧力も有限振幅波理論の値に近い。

図16は、消波ブロック被覆堤の計算例であり、著者らが実施した大規模水理模型実験(鈴木ら, 2002)に対応したものであり、鉛直方向の間隙水圧分布など、実験値とほぼ同じ値となっていた。

図17は、防波護岸への適用例であり、波がマウンドを通じて伝播している様子が計算されており、高橋ら(1996)の実験結果とよく一致している。

図18は、図17の場合の圧力の時間波形であり、ケーソン前面下部で双峰型の波形が表れており、それがほぼ同時に裏込め石部に伝播しており、さらに埋立砂内で大きく減衰し位相が遅れていく様子がはっきり分かる。こうした圧力の伝播についても、すでに検討を行っており、実験では同様に裏込め石内に圧力が伝播するが、減衰があり圧力はやや小さい。これは、実験における裏込め石内の空気によるもので、空気混入率についてさらに検討を要する。ただし、埋立砂内の圧力減衰は実験と同様である。

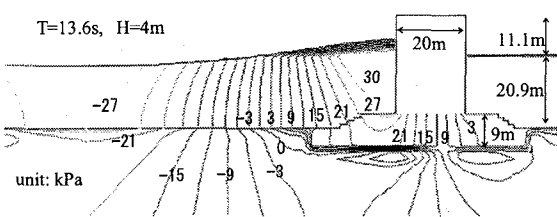


図15 混成堤での波の作用状況 (現地スケール)

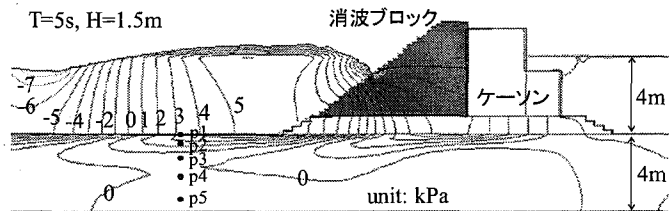


図16 消波ブロック被覆堤での波の作用状況 鈴木ら(2002)の実験に対応

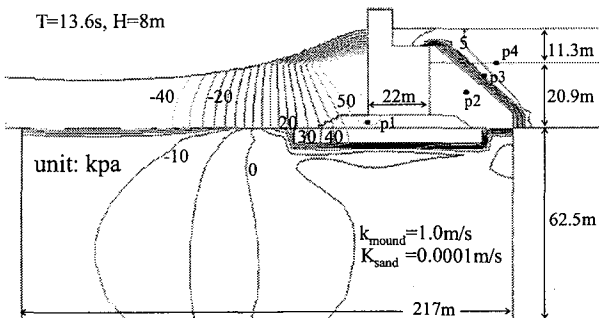


図17 ケーソン式防波護岸における圧力分布

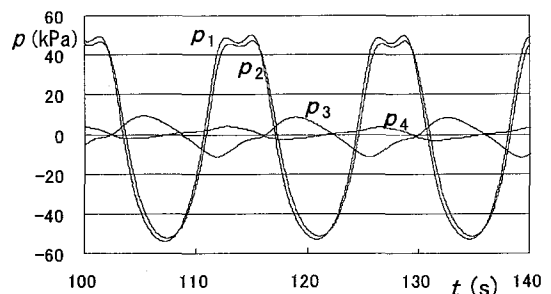


図18 防波護岸背後の裏込め石と埋立砂への圧力の伝播状況

5. 波・地盤・構造物相互作用(WSSI)解析プログラムの現地の現象への適用範囲と今後の課題について

5.1 波・地盤・構造物の相互作用(WSSI)が問題となるいくつかの現象

冒頭でも述べたが、WSSIのプログラムは、“波による地盤の液状化現象”などの現象を解明するにあたって精力的に開発されてきたという経緯がある。そこで、ここでは特にこのWSSIに関連した2つの現象、1) 消波ブロックの沈下問題、2) 防波護岸背後の埋立地盤の陥没現象について述べることにする。これらの被災は単純な消波ブロックの重量不足などの原因では説明ができないことがほとんどであり、まさにWSSIが問題となる現象である。

また、港湾構造物の被災という点、波によって防波堤のケーソンが滑動、転倒、あるいは破壊することをイメージされることが多いと思うが、被災資料を見ると、ケーソンの滑動・転倒といった被災の数よりも、消波ブロックの沈下や防波護岸背後の砂が吸い出されて、埋め立て地が陥没するという被災例が非常に多いことに気づく。(筆者がWSSIの研究プロジェクトに参加した平成7年頃に、その当時の被災資料を5年ほど集めたところ、被災のほとんどが消波ブロックの沈下と防波護岸背後の埋立地盤の陥没であった。)これらの被災は、消波ブロックを補充する、あるいは埋立地盤の陥没穴に砂を補充するなどの比較的容易な復旧で済むため、あまり目立たないが、数が多いため被災額で見ると意外に大きい。

1) 消波ブロックの沈下問題(消波ブロック被覆堤や離岸堤のブロックの沈下)

消波ブロック被覆堤は捨石マウンドの上に直立壁を設置した混成式防波堤を改良したものであり、**図19**のようにケーソン前面に消波ブロックを設置して消波機能を付加したものである。この防波堤は、最初は被災を受けた通常の混成堤前面を異形ブロックで被覆し補強するものであったが、その耐波安定性と消波性能の良さから、1960年代から消波ブロックを持った標準的な断面として設計されるようになった(森平ら, 1967, 高橋・下迫, 1996)。現在では、消波ブロック被覆堤は我が国の主要な防波堤構造の一つとなっており、1980年代にはその設計法も一応確立した。

しかし、1990年代に必要な質量算定式の改訂とあわせて現地の被災事例を調査したところ、実験や設計式では説明できないような被災事例が数多く発生しており(五明ら, 1995, 1997)、沈下後の復旧に1つの防波堤で数千万円~1億円の費用を必要とする被災も少なくないことが分かった。**図19, 20**はその一例であり、設計波(波高11m, 周期16s)より小さい波高6.3m, 周期10.4sという波で被災し、消波ブロックが沈下している。このように消波ブロックが沈下すると、ケーソン壁に衝撃砕波が作用しやすくなり、さらにケーソン壁の穴あきと中詰砂の流出という、ケーソン本体を脅かす状態に至る場合も多い。

消波ブロックの沈下は、消波ブロック被覆堤だけでなく全国各地の海岸に設置された多くの離岸堤でも発生する共通の問題である。離岸堤を設置するとすぐに消波ブロックが沈下するという場所が全国各地で見られる。新潟西海岸の離岸堤は、海底面より上にある消波ブロックの量よりもさらに多くの消波ブロックが地盤の中に埋もれていることで有名である(西田ら, 1985)。

このような消波ブロックの沈下が、波による地盤の液状化によって発生している可能性が指摘されて以来、多くの観測や数値的検討が実施されてきた。ここで言う液状化は、波の谷が来るタイミングで、地盤の中の間隙水圧の方が地盤表面の水圧よりも大きくなり、上向きの浸透流が発生して地盤が液状化するという、変動過剰間隙水圧による液状化である。

我々の研究プロジェクトでも多くの実験を行って消波ブロックの沈下原因を探ってきた。鈴木ら(2002)の水深4m, 地盤層4m, 波高3.5mという大規模な水理模型実験は、まさにこの問題を解決しようとした実験であり、外洋で1/2~1/4, 内湾ならば実スケールの実験である。**図21**は、洗掘によって消波ブロック下部で砂が洗掘されて消波ブロックが沈下する状況を再現した縮尺約1/16の実験状況である。洗掘は波が消波ブロックで砕波することで、消波ブロック下部の地盤表面に沖へ向かう流れが発生するために起きている。この洗掘の特徴は、消波ブロックの下部で発生していることであり、現地観測ではその状況を視認することができず、鈴木ら(2002)の実験が行われるまでは未解明のままだった。また、この実験では地盤表層の砂の動きや、地盤内の間隙水圧も計測しているが、波高3mもの波を作らせた実験でも、波による地盤の液状化は発生していないことが分かった。

一方、高山ら(2004, 2005)は高知新港東第一防波堤で大規模な観測を実施している。この結果からも消波ブロックの沈下は液状化によるものではないことが示されている。これらの実験や観測、あるいは**3章, 4章**で示したような数値計算から判断すると、消波ブロックの沈下は波による液状化ではなく、消波ブロックや捨石マウンド下部の洗掘の方が主因ではないかと考えられる。鈴木ら(2003)が示すように波が常に来襲するような一般的な海岸では、波によって地盤が締め固まっており、液状化が発生しにくいものと推定される。

ところで、防波堤のケーソン自体も実は多くの場所で沈下している。通常その沈下量は大きくないため問題とならないのだが、水理模型実験を行うとマウンドの下の砂が洗掘されて、ケーソンが沖側に傾くように傾くという結果が得られる。現地のデータを見ると、帆布など洗掘防止工が適切に敷設されていないなどの理由で、沖側に傾いている例が多くある。

このようなケーソンの沈下は、多くの場合、洗掘が主因であると考えられる。ただし、1976年に発生した新潟西港におけるケーソンの沈下はその変動量が非常に大きい。善(1993)は、新潟西港のような排水性の悪いシルト・粘土層を含んでいる地盤に波が作用すると、残留過剰間隙水圧が発生し、円弧すべりが発生する可能性を指摘している。一方、港研漂砂研究室が実施した水理模型実験では、同程度のケーソンの沈下がマウンド下部の洗掘によっても発生することを示している(森平ら, 1987)。洗掘・液状化の判断はなかなかつかないのだが、今後も検討の要する課題である。

2) 防波護岸背後の埋立地盤の陥没現象

沖合人工島や空港用の埋立地などが、近年比較的波浪の厳しい海域に造られている。このような人工島や埋立地などでは、防波堤を設けず強大な波力を直接受ける“防波護岸”が造られることが少なくない。その設計では、護岸本体の耐波安定性の確保や越波対策の確立などいくつかの課題について十分な検討が必要であるが、特に重要なものの一つに護岸背後の地盤の沈下防止がある。この沈下現象は、埋立土砂が吸い出しを受け、場合によっては局所的な陥没や全体的な沈下が発生するというものである。**図23**は被災例であり、護岸背後に大きな陥没ができています。

高橋ら(1996)の実験によると、ケーソン背後にも波の圧力が伝達し、裏込石の内部にはケーソン前面の波圧の7~8割の圧力が発生す

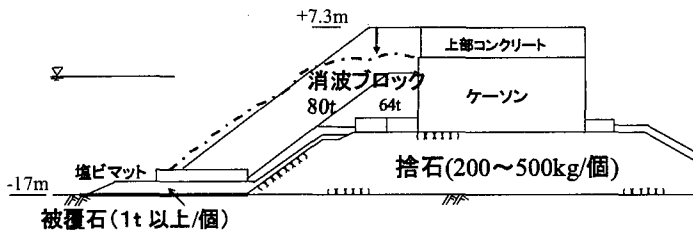


図19 消波ブロック被覆堤でのブロック沈下例(室津港沖防波堤I)
捨石(200~500kg/個)の下には洗掘防止工が無い(鈴木ら, 2002)



図20 室津港沖防波堤Iでの消波ブロック沈下時の状態(被災時の波高は設計波より小さかった)(鈴木ら, 2002)

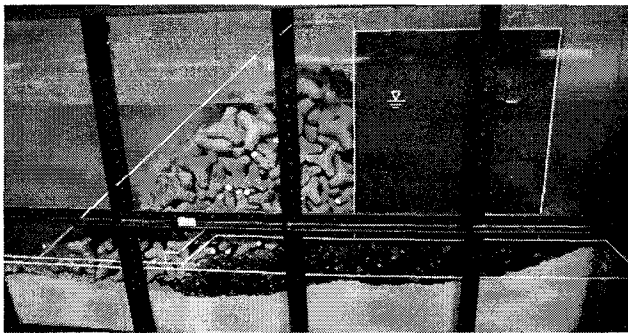


図21 マウンド下部の洗掘によるブロックの沈下(鈴木ら, 2002)



図22 捨石下部での洗掘, 砂の舞い上がり状況(鈴木ら, 2003)

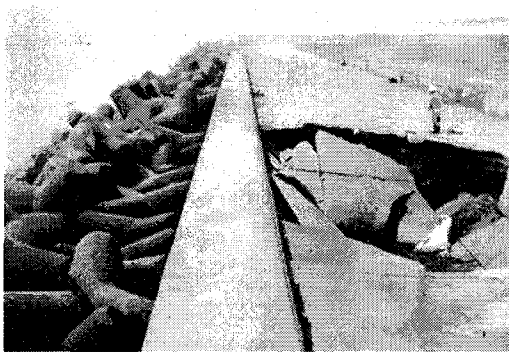


図23 護岸背後の吸い出しによる埋立地盤の陥没(高橋ら, 1996)



ることが分かっている。特に裏込石の上に乗っている砂の土被り圧が小さいと、埋立部の砂やコンクリート版が裏込石内部に発生した波力によって持ち上げられてしまうことが分かっている。このような現象を再現する際、WSSIプログラムが極めて有効であることは3章、4章で述べたとおりである。

3) 液状化と漂砂の違い

さて、液状化と漂砂は、どう違うのだろうか？液状化すると漂砂量が増大するのではないかと、という疑問がよくある。はっきりとした答えはまだ持ち合わせていないのだが、筆者は液状化と漂砂は違うものであり、液状化しやすい場所が必ずしも漂砂量の多い場所とは限らないと考えている。

実験場で自然落下などにより緩く堆積させた地盤に波をかけると、図10、図13のように地盤が液状化して波打つ現象が見られる。このような場合、砂の移動量は大きく、鈴木ら(2003)の大規模実験でも全振幅で最大50cmにも及ぶ砂粒子の楕円運動が観察された。しかし、これらの状態では波(水)と砂と一緒に運動するため、水粒子の地盤に対する相対速度が小さく、地盤表層での速度勾配が大きくなり、したがって表面でのせん断力も小さくなって砂が浮遊しにくい状態にある。一方、液状化によって緩い地盤が締め固まってくると、地盤表層での流速勾配およびせん断力が大きくなり、砂澱なども発生して砂が浮遊するようになる。この状態がいわゆる漂砂現象である。必ずしも適切な“例え”ではないが、締め固まった地盤は固体、液状化した状態は液体、浮遊した状態は気体のようなイメージである。

構造物などがあると、浮遊した砂が鉛直方向へ移動し、液状化時よりも砂の移動量が大きくなる。浮遊砂はたとえ浮遊した砂の密度が小さくとも、何波も波の作用を受けることにより積分すると大量に移動するということになる。

5.2 波・地盤・構造物の相互作用 (WSSI) のプログラムの今後

1) 防波護岸の問題に対して

5.1節 2)の防波護岸背後への圧力伝播問題, またそれによるケーソンや埋立砂の変形などを解く上で, WSSIは今後も強力なツールになるものと考えられる. 特に近年, 全国各地に護岸で囲った人工海浜が築造されており, 今後も人工海浜での陥没孔の発生には注意が必要である. ただし, 現実には裏込石と埋立砂の間に設置される防砂シートや, ケーソンとケーソンの間に入れる目地材といった材料があり, その耐久性が問題になることがある. このような問題を評価するには, WSSIではまだ力不足であり, このようなジオテクスタイルの変形をWSSIでどう評価するかが今後の課題となるであろう.

星野ら(2005)は, アスファルトマット上下の圧力をCADMAS-SURFで評価しており, 今後, WSSIプログラムもこのようなマットに働く圧力の算定に使用されていくものと考えられる.

2) 漂砂現象に対して

一方, 5.1節 1)の消波ブロックの沈下のような漂砂現象が主因となる現象については, WSSIプログラムが連続体のモデルを使用しているため, 適用することが容易ではない. むしろ, CADMAS-SURFの本体自体がもともと優れた特徴を持っており, “防波堤背後への越波, マウンド透過による波浪の伝播現象”や“マウンドや消波ブロック下部, あるいは防波堤前面での洗掘現象”などは, CADMAS-SURFで評価する方が賢明である. また, WSSIプログラムでは, 波と地盤を別個に解くため, ジョイント部の設定の仕方が煩雑だという問題もある.

3) 消波ブロックや捨石の中の流れについて (Dupuit-Forheimer式の導入について)

CADMAS-SURFは榊山ら(1990)のポーラスメディア法を採用しており, 消波ブロックやマウンド砕石の中の流れもうまく計算できるという点に優れた特色がある. 3章で述べたようにBiotの式をFEMで解くことによっても, ある程度消波ブロックやマウンド砕石の中の流れを再現することができるのだが, 消波ブロックやマウンドの中の流れは通常, 乱流状態となっていることが多いため, 層流を仮定したダルシー則を用いるBiotの式では限界がある. その点, CADMAS-SURFでは, 鈴木ら(2003)のように容易にDupuit-Forheimer式を導入することができるため, 流れをより適切に解けるという特徴を持っている.

ただし, Biotの式を使うWSSIプログラムでも, 消波ブロックや捨石内の流れを再現することが可能である. 一つは, WSSIプログラムで流速を求め, その流速をもとにDupuit-Forheimer式から等価な透水係数を推定するという方法であり, 高橋・鈴木(2005)が参考になる. もう一つは, Biotの式自体にDupuit-Forheimer式を入れるというものであるが, 今のところ検討例は無い.

4) 地盤の液状化が今後も問題となる現象 (大河川の河口, 人工干潟, 海底地滑り)

筆者は高波浪が来襲する通常の海域では, 砂地盤が十分締め固まっており, 波による地盤の液状化が起きる可能性は低く, 消波ブロックの沈下問題などは, 多くの場合, 液状化ではなく漂砂(洗掘)現象によって起きているものと考えている.

しかし, 地盤は現場によって主種様々である. 砂粒の粒径や密度, 地盤の締め固まり具合(強度), 海底勾配, あるいは来襲する波の波高, 周期, 来襲頻度など, 極めてパラメータが多く, 場所によっては液状化が発生する可能性がある. たとえば, 2章で述べたミシッピー川河口での砂地盤の挙動などは, 河口で緩く砂が堆積した地盤に波が来襲して液状化する現象である. また, 浚渫砂などを投入して造成される人工干潟などでは, 砂が緩く堆積しており, 波による液状化によって地盤の高密度化と沈下が発生している可能性が高い(姜ら, 2001). 漂砂問題との切り分けは難しいものの, 実際ほとんどの人工干潟で造成後地盤が沈下している. そのような場所での地盤の挙動を評価する上で, 今回紹介したプログラムは今後大きな役割を果たせるものと期待している.

さらに, 液状化が原因かどうかは不明であるが, 1974年に新潟県の粟島で発生した波浪による大規模な海底地滑り(斎藤ら, 1976)のような問題にも, WSSIを適用すべきではないかと考えている.

5) 塑性モデルの導入について

4)のような地盤の沈下や大規模な地盤の流動は, CADMAS-GEO-SURFの土骨格の弾性を仮定したWSSIプログラムでは解くことができない. 特に液状化とその後の高密度化の再現は重要である. このような非線形性の強い現象を評価するには, 現況の弾性モデルでは不可能であり, 現況のモデルに塑性モデルを入れていくことが今後必要であろう. この際, 塑性モデルを導入するにあたっては, Sassa and Sekiguchi(2001)のモデルなどが参考になるものと考えられる.

謝辞: 今回紹介した波・地盤・構造物の相互作用の研究やプログラム開発は, (独)港空研高橋重雄研究主監の元で精力的に実施されてきたものである. また, 本文をまとめるにあたり, 京大防災研安田誠宏, (独)港空研佐々真志主任研究官から貴重なご意見を頂いている.

参考文献

- 泉谷尊司・古俣弘和・飯田秀樹(1989): 波浪による海底地盤の液状化発生条件及び海底谷のある海浜への適用, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.784-788.
- 磯部雅彦・梅村幸一郎・高橋重雄・余 錫平・榊山 勉・藤間功司・川崎浩司・蔣 勤・秋山 実・大山洋志(1999): 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究-VOF法基本プログラミングの作成, 海洋開発論文集, 第15巻, pp.321-326.
- 上部達生・守屋正平(1987): 砂地盤上の大水深混成式防波堤の大型模型振動実験と地震応答解析, 港研資料, No.589,61p.
- 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会(2001): 数値波動水路の研究・開発 (CADMAS-SURF), (財)沿岸開発技術センター, 296p.
- 風間基樹・野上仁昭(1991): 薄層要素法による二層系飽和地盤の動的応答に関する研究, 港湾技研資料, Vol.5, No.707, pp.1-57.
- 姜 閔求・高橋重雄・奥平敦彦・黒田豊和(2001): 自然および人工干潟における地盤の安定性に関する現地調査, 海岸工学論文集48巻, pp.1311-1315.

- 金 美錦・黒岩正光・西村 強・松原雄平(2007)：VOF-FEMモデルを用いた混合粒径砂礫から構成される捨石潜堤の挙動解析に関する研究，海洋開発論文集，第23巻，pp.913-918.
- 倉田克彦ら(1980)：混成堤捨石マウンドからの透過現象に関する考察，海岸工学論文集，第27巻，pp.401-405.
- 桑原久美ら(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.
- 五明美智男・堺 和彦・高山知司・寺内 潔・高橋重雄(1995)：消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査，海岸工学論文集，第42巻，pp.901-905.
- 五明美智男・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求(1997)：消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査(第2法)，海岸工学論文集，第44巻，pp.961-965.
- 榊山 勉・鈴木一広(1998)：数値波動水路による放水ロケーションマウンド内の底質の吸い出し評価，海岸工学論文集，第45巻，pp.566-570.
- 斎藤 祥・橋本 宏・谷岡誠一(1976)：栗島災害について，海岸工学論文集，第23回，pp.262-267.
- 蔣 勤・高橋重雄・村西佳美・磯部雅彦(2000)：波・地盤・構造物の相互作用に関するVOF-FEM予測モデルの開発，海岸工学論文集，第47巻，pp.51-55.
- 鈴木高二朗・高橋重雄・高野忠志・下迫健一郎(2002)：砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤のブロックの沈下被災について一現地調査と大規模実験一，港空研報告第41巻第1号，pp.51-89.
- 鈴木高二朗・高橋重雄(2002)：緩く堆積した地盤の波浪による液状化について，港空研報告，第41巻，第3号，pp.
- 鈴木高二朗・多田清富・下迫健一郎・山崎浩之・姜 閔求(2003)：大規模水路における波浪による地盤の液状化に関する一実験，海岸工学論文集，第50巻，pp.856-860.
- 鈴木高二朗・大寄菜々子・山本泰司(2003)：防波堤基礎での洗掘量の推定について，海岸工学論文集，第50巻，pp.886-890.
- 鈴木高二朗・渡邊和重・山本 悟・梅崎康浩・小澤康彦・村上俊春(2004)：防波堤基礎工における洗掘防止工の実態調査，海岸工学論文集，第51巻，pp.726-730.
- 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤(1987)：海底地盤の波浪による液状化および高密度化，港研報告，第26巻，第4号，pp.125-180.
- 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰(1989)：波浪による海底地盤中の応力変化に関する現地観測，海洋開発論文集，Vol.5，pp.85-90.
- 善 功企・山崎浩之(1990)：波浪による液状化にともなう離岸堤の変状に関する考察，海洋開発論文集，Vol.6，pp.223-228.
- 善(1993)：海底地盤の波浪による液状化に関する研究，港湾技研資料，No.755，112p.
- 高橋重雄・下迫健一郎・上部達生(1994)：衝撃波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動，港研報告，第33巻第2号，pp.59-86.
- 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.3-58.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・朴 佑善(2002)：護岸の裏込部への波圧伝達に関する数値計算，海洋開発論文集，Vol.18，pp.233-238.
- 高橋重雄・鈴木高二朗(2005)：共振効果による長周期波の消波システムの原理と基本特性，海岸工学論文集，第52巻，pp.696-700.
- 高橋重雄・下迫健一郎・山本 悟・三浦裕信(1994)：液状化した砂地盤の特性とそれによる消波に関する基礎実験，海岸工学論文集，第41巻，pp.611-616.
- 高山知司・佐々真志・水谷雅裕・辻尾大樹・谷口昇太郎(2004)：防波堤マウンド下における残留間隙水圧の応答に関する現地観測，海岸工学論文集，第51巻，p.821-825.
- 高山知司・安田誠宏・辻尾大樹・谷口昇太郎・佐々真志・水谷雅裕(2005)：消波工被覆堤下における地盤内間隙水圧の波浪応答に関する現地観測，海岸工学論文集，第52巻，pp.846-850.
- 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会(1994)：海岸波動一波・構造物・地盤の相互作用の解析法一，土木学会，520p.
- 中村友昭・許 東秀・水谷法美(2006)：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，海岸工学論文集，第53巻，pp.836-840.
- 名合宏之ら(1991)：変動水圧による構造物の沈下に関する研究，海岸工学論文集，第38巻，pp.826-830.
- 西田仁志・山口 豊・近藤豊次・清水謙吉(1985)：孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察，第32回海岸工学講演会論文集，pp.365-369.
- 間瀬 肇・川迫郁夫・酒井哲郎(1991)：混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究，海岸工学論文集，第38巻，pp.821-825.
- 森平倫生・神田勝己・国田 治(1978)：沖合防波堤設計上の諸問題(新潟港防波堤災害の考察)，第25回海岸工学講演会論文集，pp.581-584.
- 朴 佑善・高橋重雄・鈴木高二朗・姜閔求(1996)：波・地盤・構造物の相互作用に関する有限要素法解析，海岸工学論文集，Vol.43，pp.1036-1040.
- 星野 太・田崎邦男・福山貴子・秋山真吾・池谷 毅(2005)：マット型海底面被覆工の耐波安定性能評価法，海岸工学論文集第52巻，pp.831-835.
- Biot, M. A. (1941) : General theory of three dimensional consolidation, *Journal of Applied Physics*, Vol. 12, pp.155-164.
- Foda, M.A., Tzang S.-Y. (1994) : Resonant fluidization of silty soil by water waves, *J. Geophys. Res.*, Vol. 99, No. C10, pp.20463-20475.
- Kang, Y.K. and Takahashi, S. (2000) : Wave Damping due to liquefied sandbed and wave-induced compaction – Study on the development of a liquefied sandbed

- wave barrier - , Proc. International Conference on Coastal Engineering, pp.692-705.
- Kumagai, T. and Foda, M.A. (2000) : Analytical model of the response of a composite-type caisson breakwater and seabed to waves, Proc. International Conference on Coastal Engineering, pp.2292-2305.
- Mase, H., Sakai, T. and Sakamoto, M. (1994) : Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater, Ocean Engineering, Vol.21, No.4, pp.361-379.
- Mei, C.C. and Foda, M.A. (1981) : Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic sea bed, Geotechnique, Vol.31, No.4, 509-517.
- Mostafa, A.M. and Mizutani, N. (2000) : Nonlinear wave-induced instability in a caisson-type breakwater having a multi-layered base, Proc. International Conference of Coastal Engineering, pp.1650-1663.
- Mynett, A.E. and Mei, C.C. (1982) : Wave-induced stresses in a saturated poro-elastic sea bed beneath a rectangular caisson, Geotechnique, Vol.32, No.3, pp.235-247.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2001) : Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, Geotechnique, Vol.51, No.2, pp.115-126.
- Sassa, S., Takayama, T., Mizutani, M. and Tsujio, D. (2004) : Field Observations of the build-up and dissipation of residual pore water pressures in seabed sands under the passage of storm waves, Special Issue 39, Journal of Coastal Research, pp.410-414.
- Sekiguchi, H., K.Kita, and O.Okamoto(1995) : Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soils and Foundations, Vol.35, 3, pp.31-42.
- Suzuki, K., Takahashi, S. and Kang, Y.K.(1998) : Experimental analysis of wave-induced liquefaction in a fine sandbed, Proc. of international conference on Coastal Engineering, pp.3643-3654.
- Takahashi, S., Suzuki, K., Tokubuchi, K. and Shimosako, K.(1996) : Experimental analysis of the settlement failure mechanism shown by Caisson-type seawalls, Proc. of international conference on coastal engineering, pp. 1902-1915.
- Tsai, Y.T., McDougal, W.G. and Sollitt, C.K. (1990) : Response of finite depth seabed to waves and caisson motion, Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol.116, No.1, pp.1-20.
- Yamamoto, T. (1977) : Wave induced instability in sea-bed, Proc. Coastal Sediments '77, ASCE, pp. 898-913.
- Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. and van Hijum, E.V. (1978) : On the response of a poro-elastic bed to water waves, Journal of Fluid Mechanics, Vol.87, Part.1, pp.193-206.
- Yamamoto, T. (1981) : Wave-induced pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations, Ocean Engineering, Vol. 8, pp.1-16.
- Yamamoto, T. and Takahashi, S. (1985) : Wave damping by soil motion, ASCE, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol.111, No.1, pp.62-77.