

海底地盤の波浪応答

Seabed Response to Coastal Waves

酒井 哲郎

Tetsuro SAKAI

1. まえがき

海底地盤の波浪応答に関しては、これまでもこの研修会で2回講義がなされている。1回は岡山大学の名合宏之先生が1982年にAコース（水文・河川）で「砂層内水圧変動と液状化」と題して、また2回目は運輸省港湾技術研究所の善功企氏が1985年にBコース（海岸・港湾）で「波力を受ける構造物と海底地盤の動的挙動」と題して講演している。さらに1986年には土質工学会海洋基礎構造物研究委員会から「海洋基礎構造物の現状と動向」という報告書が出された。

1990年に土木学会海洋開発委員会ではその活動の1つとして波浪・海底地盤・構造物相互作用研究準備会を発足させ、今後沿岸域開発が外洋に向かうことを予想し、上記土質工学会の報告書の中の波と構造物と地盤の相互作用の項で簡単に述べられた内容の他に、構造物としては捨石防波堤、現象としては漂砂、洗掘および底泥運動をも加えて、その現状と問題点について検討した。またいずれの場合にも共通した力学機構として、波による海底地盤内間隙水圧変動に関してもその現状と問題点をまとめた。委員会ではその段階でその内容を広く関係する学会員に公表することが有益であると考え、1992年4月に「沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答」講習会を開催した。

一方海岸工学委員会では1991年から2年間にわたって研究現況レビュー小委員会において波・構造物・地盤の調査・設計手法に関する調査・研究を行い、1993年6月に報告書を出している。その第V編で「波浪と海底地盤の相互干渉」が取り上げられ、特に海底地盤の波浪応答の解析モデルの紹介と具体的な条件でのいくつかのモデルの結果を詳しく比較している。

なお1988年には H. G. Poulos が「Marine Geotechnics」という本を出版しているが、その中で Seafloor stability として海底地盤の波浪応答を概説している。

海洋開発委員会では、上記の講習会に引き続いて波浪・海底地盤・構造物相互作用研究小委員会を発足させ、海洋構造物として防波堤を取り上げてその安定性の面から海底地盤の波浪応答を取り上げ活動中である。

著者は、上記の活動のいくつかに参加してきたが、その一方で漂砂および洗掘機構における海底地盤の波浪応答の効果について関心を持ち、研究を初めている。ここでは防波堤の安定と漂砂機構に特に着目して海底地盤の波浪応答の機構について述べると共に、そのいずれにも関係している波浪による海底地盤内間隙水圧の挙動のモデリングについて最初に述べる。

2. 間隙水圧の変動と上昇

2.1 変動間隙水圧と過剰間隙水圧

波浪による海底地盤の挙動と言うと広義には漂砂現象も含まれるが、ここでは主として海底面に作用する波圧による海底地盤内の間隙水圧変動および地盤骨格に働く応力の変動を対象とする。これについては

上述したように、1988年には H.G.Poulos が Marine Geotechnics の中で、1992年4月には海洋開発委員会の「沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答」講習会のテキストで、1993年6月には海岸工学委員会の波・構造物・地盤の調査・設計手法に関する調査・研究報告書の第V編「波浪と海底地盤の相互干渉」で述べられている。

海底地盤表面に働く波浪による波圧は、地盤内の間隙に存在する間隙水の圧力を変動させる（図2.1）。波の峰の通過時には波圧が上がって間隙水圧も増加し、逆に波の谷の通過時には間隙水圧は減少する。間隙水圧の変化が海底面に働く波圧と同じ、すなわち減衰も位相遅れもない場合には、その定義から地盤骨格に働く有効応力は変化しない。

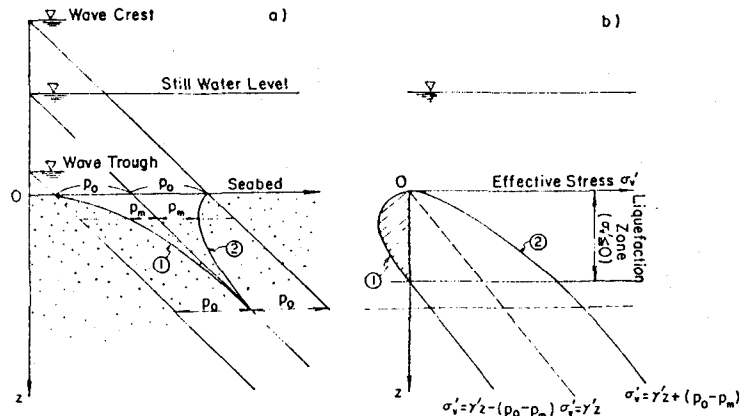


図 2. 1 波浪による間隙水圧の変動と繰り返し鉛直有効応力 0 状態（善ら，1987）

しかしながら実際には、間隙水圧変動は波圧に比べて減衰した位相が遅れる。その結果とくに波の峰の通過後の急激な波圧の減少に比べて、間隙水圧は減少の程度が小さくまた遅れ、間隙水が余分に荷重を受け持ち、土粒骨格の有効応力は減少する。

有効応力の減少は地盤骨格の支持能力の減少を意味する。ただしこのことは波の峰の通過後であり、逆に波の峰の通過前は、間隙水圧は波圧の増加に追従出来ず有効応力は増加する。海岸ブロックの沈下の機構として言われているのは、上述の波の峰の通過後の有効応力の減少である。これは波の位相の特定の区間で生じそれが一波毎に繰り返されるが、場合によっては海底面付近の土被り圧の小さい領域では有効応力が 0 となる可能性がある。このことを「液状化」と呼ぶことがあるが、地震による間隙水圧の上昇とそれともなう地盤の液状化と同じように解釈されることを考えると、液状化という用語は適切ではない。あえて言えば「繰り返し有効応力減少」と呼べるが、やや冗長である。

なお間隙水圧の変化自体に対しても変動間隙水圧という用語と過剰間隙水圧という用語があり明確な定義がないが、ここでは善の定義（土木学会海洋開発委員会、1992）にならって、上述の波浪による間隙水圧の一波毎の変動を「変動間隙水圧」、地震による場合のような間隙水圧の上昇を「過剰間隙水圧」と呼ぶことにする。

2.2 Mei and Foda (1981) の近似解

波浪による変動間隙水圧に関するモデルについては、すでに上述した土木学会海洋開発委員会講習会テキスト（1992）および海岸工学委員会報告書（1993）に多くのモデルが紹介されている。それらは上記の変動間隙水圧を扱っているものと、過剰間隙水圧を扱っているものに分類される一方、地盤骨格と間隙水の連続体としての仮定の仕方によっても分類される。ここではその中で地盤骨格、間隙水ともに圧縮性を仮定し、変動間隙水圧を対象としているもののうち、そのモデリングの明快さが特徴の Mei and Foda (1981) の近似解を紹介する。

Mei and Foda (1981) のモデルは海岸工学委員会報告書（1993）で簡単に紹介されている。その基礎

となっている混合体理論 (mixture theory) についてもおなじ報告書の中で紹介されている。ここでは混合体理論については出来るだけ簡単に紹介し、Mei and Foda (1981) の近似解の考え方について詳しく説明する。

Mei and Foda (1981) のモデルは、同じ内容が Mei が 1983 年に出版した「The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves」という本の最後の章 13 章で述べられている。12 章までが本のタイトル通り海洋波に関するものであるのに対して、最後の章だけが海底地盤の波浪応答に関するものとなっており、興味深い。最初に海底地盤を地盤骨格と間隙水の 2 つの連続体の相からなる混合体として扱い、その一般的な理論として混合体理論 (mixture theory) を紹介している。2 つの相に関する連続式と運動方程式をまず与え、次に海底地盤の波浪応答の解析解を導くために、地盤骨格と間隙水に関していくつかの経験的な仮定を導入して変形し、さらに静水状態からの変動量に関してそれらを線形化して、解析解を得るための基礎式とした。

2.2.1 混合体理論

上述の各段階での結果のみを示すと、以下の通りである。

まず一般に間隙水の連続式は

$$\dot{n}_w + n_w \nabla \cdot \mathbf{v}_w = \frac{-n_w \dot{\rho}_w}{\rho_w} \quad (1)$$

で与えられる。また地盤骨格の連続式と式 (1) の間隙水の連続式から、storage equation と呼ばれる

$$n_w \nabla \cdot \mathbf{v}_w + (1 - n_w) \nabla \cdot \mathbf{v}_s + (\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s) \cdot \nabla n_w = \frac{-n_w \dot{\rho}_w}{\rho_w} \quad (2)$$

が得られる。ここで下付き添え字の w は間隙水、 s は地盤骨格に関する量であることを意味し、 ρ は間隙水と地盤骨格の各相の単位体積当たりの質量という意味の物質密度、 n は地盤を構成する間隙水および地盤骨格の体積の割合 (n_w はいわゆる間隙率)、 $\mathbf{v}$ は各相の速度である。記号の上の「 $\cdot$ 」は物質微分、 ∇ は空間微分作用素、「 $\cdot$ 」はスカラー積を意味する。

一方 2 つの相の運動方程式は、次式で与えられる。

$$\rho_\alpha \dot{\mathbf{v}}_\alpha = \nabla \cdot \mathbf{T}_\alpha + \rho_\alpha \mathbf{g} + \mathbf{F}_\alpha, \quad \alpha = s, w \quad (3)$$

ここで下付き添え字に上付き棒線がついているものは、2 相の混合体の単位体積または面積当たりの定義であることを意味し、 $\mathbf{T}$ は応力テンソル、 $\mathbf{g}$ は重力加速度ベクトル、 $\mathbf{F}_\alpha$ は 2 相間の相互干渉力である。

間隙水と地盤骨格に対する仮定は、以下の通りである。間隙水に働く応力 $\mathbf{T}_w$ は、垂直応力である圧力 p のみとする (ただし引っ張りを正としている)。

$$\mathbf{T}_w = -p \mathbf{1} \quad (\mathbf{1}_{ij} = \delta_{ij}) \quad (4)$$

また間隙水は微量に含まれるガスの存在をその見かけ上の圧縮性で表し、その圧力 p は間隙水の密度 ρ_w と線形の状態方程式で関係つけられる。

$$dp = \frac{\beta d\rho_w}{\rho_w} \quad (5)$$

ここで ρ_w は一定の基準密度、 β は間隙水の有効体積弾性係数で、微小なガスの存在を考慮するために Verruijt が提案した簡単な関係を仮定する。

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{\bar{\beta}} + \frac{1-s}{\bar{p}} \quad (6)$$

ここで $\bar{\beta}$ は飽和した間隙水の有効体積弾性係数、 $\bar{p}$ は基準の圧力、 s は間隙水の飽和度である。

地盤骨格に関しては弾性体として、いわゆる有効応力 $\mathbf{T}^*$ と地盤骨格の歪みとの間にフックの法則がなりたつと仮定する。全応力を

$$\mathbf{T} = \mathbf{T}_s + \mathbf{T}_w \quad (7)$$

とすると、有効応力 T^e は Terzaghi に従って次式で定義される。

$$T = T^e + T_w \quad (8)$$

有効応力の成分を σ_{ij} とすると、フックの法則は次式で与えられる。

$$\sigma_{ij} = G \left(\frac{\partial V_i}{\partial x_j} + \frac{\partial V_j}{\partial x_i} + \frac{2\nu}{1-2\nu} \delta_{ij} \frac{\partial V_k}{\partial x_k} \right) \quad (9)$$

ここで G および ν は地盤骨格のせん断弾性係数およびポアソン比、 V および x は地盤骨格の変位および空間座標である。2相間の相互干渉力に関しては、地盤骨格の間の間隙水の運動に関してダルシーの法則が成り立つと仮定し、次式で与えられる。

$$F_s = -F_w = -\frac{n_w^2}{K} (v_w - v_s) \quad (10)$$

ここで K は一種の透水係数である。

以上の結果を用いると、2相の運動方程式はそれぞれ次式の様になる。

$$n_w \rho_w \dot{v}_w = -n_w \nabla p + n_w \rho_w g - \frac{n_w^2}{K} (v_w - v_s) \quad (11)$$

$$(1 - n_w) \rho_s \dot{v}_s = -(1 - n_w) \nabla p + \nabla \cdot T^e + (1 - n_w) \rho_s g + \frac{n_w^2}{K} (v_w - v_s) \quad (12)$$

つぎに静水状態からの変動に着目することにし、静水状態での量にはその右上に添え字の0を、また波浪による変動量には ' を付けることにする。さらに変動量に関しては2次以上の項を無視して線形化すると、間隙水の連続式(1)は、

$$-\frac{\partial n'}{\partial t} + n^0 \nabla \cdot v_w' + \frac{n^0}{\beta} \frac{\partial p'}{\partial t} = 0 \quad (13)$$

また storage equation は、

$$n^0 \nabla \cdot v_w' + (1 - n^0) \nabla \cdot v_s' = -\frac{n^0}{\beta} \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (14)$$

となる。ここで n^0 、 n' は n_w の静水状態での値と変動分である。

また運動方程式は、

$$n^0 \rho_w \frac{\partial v_w'}{\partial t} = -n^0 \nabla p' - \frac{(n^0)^2}{K} (v_w' - v_s') \quad (15)$$

$$(1 - n^0) \rho_s \frac{\partial v_s'}{\partial t} = \nabla \cdot T^e - (1 - n^0) \nabla p' + \frac{(n^0)^2}{K} (v_w' - v_s') \quad (16)$$

となる。

2.2.2 境界領域近似

式(13)から(16)を解くことが問題であるが、線形化されたこれらの式も解くことは難しい。Mei and Foda (1981) は以下のように考えてその近似解を求めた。

一般に海底地盤では、波浪による波圧が作用しても地盤表面付近を除いては地盤骨格に相対的な間隙水の運動は無視できる。つまり海底地盤を力学機構が異なる2つの領域に分けた。1つを外部領域と呼び、長さのスケールは波長あるいは構造物の長さであるとした。ここでは間隙水と地盤骨格の相対速度を無視する。もう1つの領域は海底面付近の領域で彼らは boundary layer と呼んだ(図2、2)。ここでは粘性流体の境界層と区別するため境界領域と呼ぶ)。この領域では相対速度を考慮する。鉛直方向の長さスケールは水平方向のスケールよりもかなり小さい。

外部領域では、基礎式をさらに簡単にするために、空間座標は外部領域の長さスケール L で、時間は外力の周波数 ω で、速度はフックの法則から $P_0 \omega L / G$ で、圧力と有効応力は P_0 で無次元化した。ここで P_0 は外力の大きさである。基礎式を無次元化した量で表現し、そこに含まれる定数の大きさから、加速度項は無視できること、海底地

盤を1相として扱えることを示した。

境界領域では、その厚さ δ は外部領域での長さスケール L よりかなり小さいことを仮定し、全ての変量 $()$ は外部領域での量 $()_{out}$ に補正項 $()_{b.l.}$ を加える形で与えた。水平方向座標は外部領域と同じ L で、時間も外部領域と同じ外力の周波数 ω で、鉛直座標は境界領域の厚さ δ で、圧力と有効応力の補正項は外部領域と同じ P_0 で無次元化した。

一方鉛直速度の補正項はフックの法則から外部領域の量より δ/L だけ小さいことから $P_0 \omega L / G x \delta / L$ で、また水平速度の補正項は運動方程式から鉛直速度の補正項よりさらに δ/L だけ小さいことから $P_0 \omega L / G x (\delta/L)^2$ で無次元化した。

基礎式に無次元化した量を代入すると、無次元量 $\varepsilon = \delta/L \ll 1$ のべきで整理できる。以下では ε の最低次の項のみを残した式に関して変形していく。2相の運動方程式 (15), (16) およびフックの法則 (9) から得られる鉛直方向の式と、間隙水の運動方程式 (15) および storage equation (14) から得られる式の2式から、圧力補正項に関して Terzaghi の1次元の圧密方程式が成立することが分かる。また境界領域の厚さ δ は、次式で与えられることが分かる。

$$\delta = \left(\frac{KG}{\omega} \right)^{1/2} \left[n^0 G_{\beta} + \frac{1-2\gamma}{2(1-\gamma)} \right]^{-1/2} \quad (17)$$

2つの運動方程式からは、鉛直有効応力の補正項は圧力補正項と等しく、せん断応力補正項は0であることが分かる。

外力が正弦波形で与えられる場合は、上述の圧力補正項に関する圧密式の解は、次式で与えられる。

$$\hat{p} = P(X_1) \exp \left[(1-i) \frac{Z}{2^{1/2}} \right] e^{-i\tau} \quad (18)$$

ここで $\hat{p}$ は無次元化された圧力補正項、 $P(X_1)$ は後に決定される未知量、 X_1 は外部領域での無次元の水平方向座標、 i は虚数単位、 Z は無次元化された境界領域での鉛直上向き座標、 τ は無次元時間である。

ここで一様水深の海域の海底砂地盤の厚さが無限である場合に、その上を微小振幅波が通過する場合を考える。この場合の解はすでに海岸工学委員会の研究現況レビュー小委員会の波・構造物・地盤の調査・設計手法に関する調査・研究報告書の第V編で「波浪と海底地盤の相互干渉」で紹介されている。間隙水圧変動 p' 、水平有効応力変動 σ_{11}' 、鉛直有効応力変動 σ_{33}' およびせん断応力 σ_{13}' は、それぞれ次式で与えられる。

$$\frac{p'}{P_0} = \left(\frac{1}{1+m} e^{\zeta} + \frac{m}{1+m} \Gamma \right) e^{i(\xi - \tau)} \quad (19)$$

$$\frac{\sigma_{11}'}{P_0} = \left[\left(-\frac{1}{1+m} - \zeta \right) e^{\zeta} + \frac{\nu}{1-\nu} \frac{m}{1+m} \Gamma \right] e^{i(\xi - \tau)} \quad (20)$$

$$\frac{\sigma_{33}'}{P_0} = \left[\left(-\frac{1}{1+m} + \zeta \right) e^{\zeta} + \frac{m}{1+m} \Gamma \right] e^{i(\xi - \tau)} \quad (21)$$

$$\frac{\sigma_{13}'}{P_0} = i \zeta e^{\zeta} e^{i(\xi - \tau)} \quad (22)$$

ここで m および Γ は次式で与えられる無次元量および関数形である。

$$m = \frac{n^0 G}{\beta} \frac{1}{1-2\nu} \quad (23)$$

$$\Gamma = \exp \left[(1-i) \frac{Z}{2^{1/2}} \right] \quad (24)$$

また p_0 は海底地盤表面に働く微小振幅波の波圧振幅、 ζ は波長 L で無次元化された鉛直座標である。

式(19)から(22)の形で分かるように、せん断応力以外は2つの項からなり、1つは鉛直座標に関する関数形が e^{ζ} の項、もう1つは Γ の項である。第1項は前述した外部領域の解である。 ζ が波長で無次元化した鉛直座標であることから、外部解は波長のスケールで下方に向かって減衰することがわかる。一方第2項は式(24)および Z が境界領域の厚さ δ で無次元化された鉛直座標であることから分かるように、下方に向かっての減衰のスケールは $\sqrt{2}\delta$ であり、波長よりはるかに短い。すなわちはるかに早く減衰する。しかも指数関数が $(1-i)$ を含み、鉛直方向に位相が変わる。式(18)の形は粘性流体の振動する板上の流れの解であり鉛直方向の位相遅れが特徴である。ただしせん断応力だけは第2項がなく、海底面付近の透水性は影響しないことが分かる。

第1項と第2項にはそれぞれ m を含む係数がかかっており、 m が大きいほど第2項の境界領域での補正項が相対的に大きくなる。式(23)から分かるように、 m はほぼ地盤骨格のせん断弾性係数 G と間隙水の有効体積弾性係数 β の比に比例する。 β は式(6)から分かるように間隙水の飽和度が小さいほど減少し、したがって第2項が相対的に大きくなる。すなわち海底面の波圧に対して減衰および位相遅れが大きく、波の峰の通過後の鉛直有効応力の減少が大きくなる。

以上が Mei and Foda(1981) の境界領域近似解の概略である。地盤力学の問題が水理学がその基礎としている流体力学の基礎方程式と同じ連続の式と運動方程式からなる混合体理論に基づいて議論されていることは興味深い。また取り扱っている現象が2つの機構あるいはスケールに支配されているとして、2つの領域に分けて考えている点も明快である。ただし地盤骨格と間隙水に関するいくつかの仮定において現われるパラメータが地盤工学で出てくるものと異なっており、計測が困難でその値を与えにくい点が欠点である。

図2.3は、式(19)の計算例である。間隙水圧の変動分のみの鉛直分布を波の峰の通過時から半周期間について示している(酒井ら, 1990a)。 m の値が10.0と間隙水の体積弾性係数 β がかなり大きく、間隙水に含まれるガスの量かなり多い場合である。 $T/6$ や $2T/6$ では鉛直方向に明らかに位相のずれが生じている。

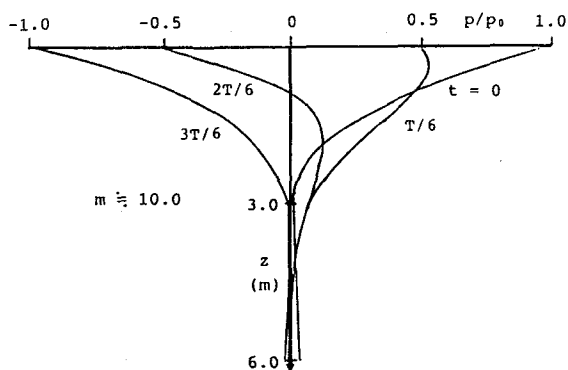


図2.3 Mei and Foda(1981)の境界領域近による間隙水圧変動の鉛直分布 ($m=10.0$, 酒井ら, 1990a)

3. 防波堤の安定

ここでは海底地盤の波浪応答が重要であるかも知れない工学的問題として、防波堤の安定の問題を取り上げる。どの程度重要なのかという点について、これまでに報告された文献をレビューし、今後のこの方面の研究の方向を示唆したい。以下の議論は、1. のまえがきで述べたように現在海洋開発委員会の波浪・海底地盤・構造物相互作用研究小委員会で議論されているものである。まだ最終的な結論が得られていないため、以下の内容には著者の個人的な考えもある。

3.1 捨石防波堤

上述の小委員会で最初に取り上げた文献は、オランダの CIAD Project Group というグループが出した「Computer Aided Evaluation of the Reliability of a Breakwater Design」という報告書(1985)である。グループはオランダの水工学、地盤工学の専門家からなっており、捨石防波堤の設計の信頼性を対象としている。その中で捨石防波堤設計の信頼性の評価のためにいわゆるフォールトツリーを提案し、それに基づいて捨石防波堤の破壊に関係する破壊モードの発生確率を計算している。

図3. 1は、各破壊モードの発生確率を計算するために、与えたケーススタディのためのフォールトツリーである。表3. 1は、このフォールトツリーに基づいて、計算された主要な破壊モードの1年間での発生確率を示したものである。この表によると、波浪による地盤の不安定はそれほど発生確率は大きくない(この報告書の訳は、上述の小委員会の活動報告として海洋開発委員会から出される予定である)。

表3. 1 捨石防波堤の主要破壊モードの1年間での発生確率 (CIAD Project Group, 1985)

failure mode	probability in one year
* Crest element slides horizontally	0.012
* Crest element tilts	0.013
* Crest element tilts after armour blocks are removed in front of crest-element	0.026
* Fracture of armour due to placing	0.020
* Fracture of armour due to manufacturing	0.001
* Fracture of armour due to rocking	0.075
* Hydraulic instability of armour blocks	0.006
* Wave induced geotechnical instability of the toe	0.008
* Earth quake induced geotechnical instability of the outer slope	0.024

3.2 ケーソン防波堤

一方最近 Jour. of Coastal Eng. のVol. 22, 1994 に混成防波堤に関する特集が掲載された。特集号のタイトルは「Vertical Breakwaters」で、過去の混成防波堤の失敗例をもとにそれから得られる教訓という形で考えられる破壊モードを列記した H. Oumeraci の論文を含めて、日本の運輸省港湾技術研究所の研究成果などいくつかの論文が紹介されている。

H. Oumeraci の論文「Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned」は特に興味深く、世界各地(日本を含む)での混成防波堤の失敗例(すべてではないと思うが)が表に示されている。表はケーソン前面がコンクリートブロックで被覆されていない場合とされている場合(論文では日本タイプと呼んでいる)に分け、それぞれ各事例について考えられる主要な破壊モードを指摘している。その結果に基づいて、破壊原因を構造物、水理学的および外力条件、地盤および海底地形の3つに分類して議論している。

3番目の海底地盤および海底地形に起因する原因について、大別して3つの原因を挙げている。

- 防波堤の前面および沖側での好ましくない等深線形状

- 海底地盤の洗掘と捨石マウンドの洗掘
- 構造物の沈下と基礎のせん断破壊

得に3番目の純粹に地盤工学的な原因に関しては、1976年にPIANCの委員会が出した報告書でも防波堤における土質力学的問題を検討する必要性を認めなかったことを述べて、これまでこの問題に十分な注意が払われなかったことを指摘している。事実これまでは地盤の安定性は靜的に解析されており、非定常な荷重あるいは繰り返し荷重の効果は無視されてきた。

地盤工学的な破壊モードを理解する上で、次のようなことを念頭に置く必要があるとしている。

- 衝撃波圧あるいは波の繰り返し荷重は、ケーソンのロッキング運動を介してマウンドおよび地盤に伝達される。
- 繰り返し荷重は、波動運動によって直接的にもマウンドと地盤に伝達される。
- これらの荷重に対する唯一の抵抗は、摩擦、慣性および減衰力によって提供される。
- 衝撃および繰り返し荷重のもとで、飽和した地盤はつぎの2つの可能な機構で大きな許容できない永久変形をする。

- (1) (荷重が繰り返す毎に間隙水圧が上昇し)地盤がその強度の大半を次第に失って、大きな永久的な変形を生じる(液状化)。
- (2) 発生する応力のピークが許容値を越える短い時間の間、微小な永久変形が生じる。暴浪の間これが繰り返され、間隙水圧の上昇なしに大きな非可逆的変形に至る。

しかし著者は、波浪による繰り返し荷重の周波数が低く、また通常の地盤の排水条件から、(1)の間隙水圧の上昇は一般的には起こりそうにないと述べている。

いずれにしても、地盤工学的な破壊に至る現象の複雑さからして、従来の支持力計算法は限られた現象しか説明できず、構造物-地盤-水のシステムの力学的挙動を説明するもっと信頼できるモデルが必要であると述べている。

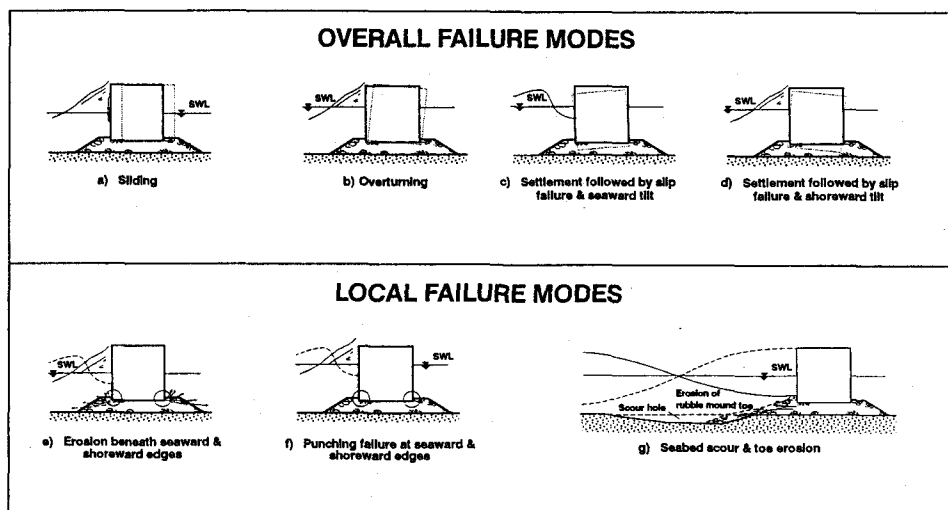


図3.2 ケーソン防波堤の破壊モード (Oumeraci, 1994)

また前面に消波ブロックのないケーソン防波堤について、その破壊モードを図示している(図3.2)。この図と、捨石防波堤に対するCIAD Project Groupのケーススタディのためのフォールトツリーを参考に、海洋開発委員会の小委員会で現在検討している混成防波堤のフォールトツリーを図3.3に示

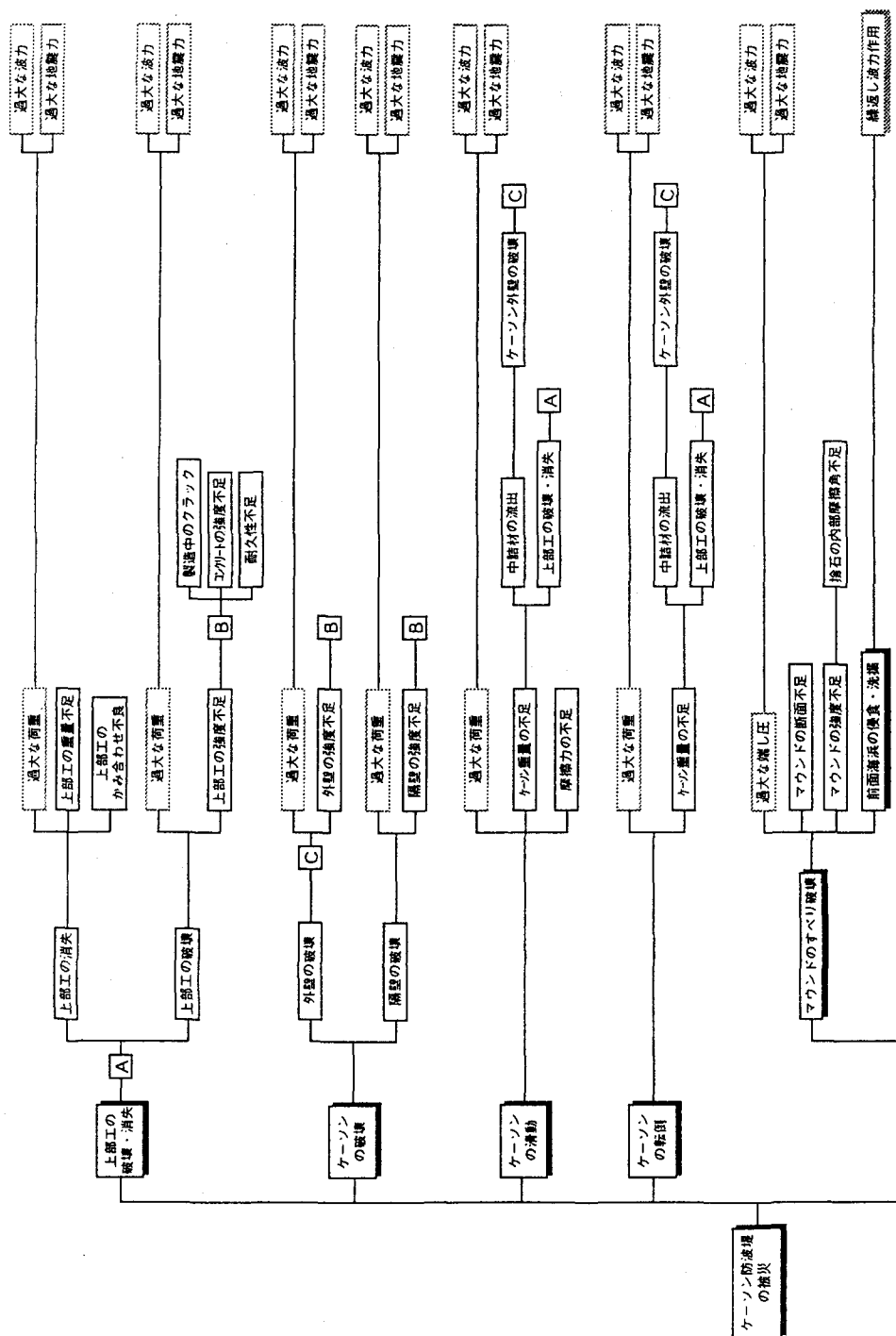


図. 3. 3 ケーソン防波堤のフォールトツリーの例

(土木学会海洋開発委員会波浪・海底地盤・構造物相互作用研究小委員会による)

す。

この図から分かるように、混成防波堤の被災を6つの主要な破壊あるいは変位のモードに分類している。すなわち上部工に関するものとケーソンに関する5つのモード、破壊と滑動、転倒、傾斜および沈下である。このうち地盤に関係するのは、主に基礎地盤のすべり破壊と基礎地盤の沈下であり、それぞれ砂地盤の場合と粘性土地盤の場合に分けて議論している。すべり破壊に関してはせん断抵抗力の低下の原因として、砂地盤の場合に間隙水圧の上昇を、また基礎地盤の沈下の原因として砂地盤の場合に揺り込み沈下の他に液状化を挙げている。上述したように Oumeraci (1994) によれば間隙水圧の上昇は可能性が低いとされているが、ここでは考慮している。

いずれにしてもこのフォールトツリーはまだ検討段階のものであり、いくつか統一の取れていない部分もある。ただし前述の Oumeraci (1994) の言う波動運動による繰返し荷重の海底地盤への直接的な伝達の効果は、ここでは重要視しておらず考慮されていない。すなわちケーソン防波堤においては、波浪による海底地盤の応答は上部構造物の波浪による揺動を介するものを重要視している。

4. 漂砂

4.1 間隙水圧変動の効果

漂砂現象において波浪による海底地盤内の間隙水圧や地盤骨格の有効応力の変動の効果を検討した研究は限られている。土木学会海洋開発委員会の「沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答」講習会のテキスト (1992) の中で、上記の観点からの研究として、前野ら (1989) および鶴谷ら (1990) の研究を紹介している。

前野ら (1989) の研究では、通常の実験水槽内の砂層表面での漂砂現象と砂層内の間隙水圧変動の測

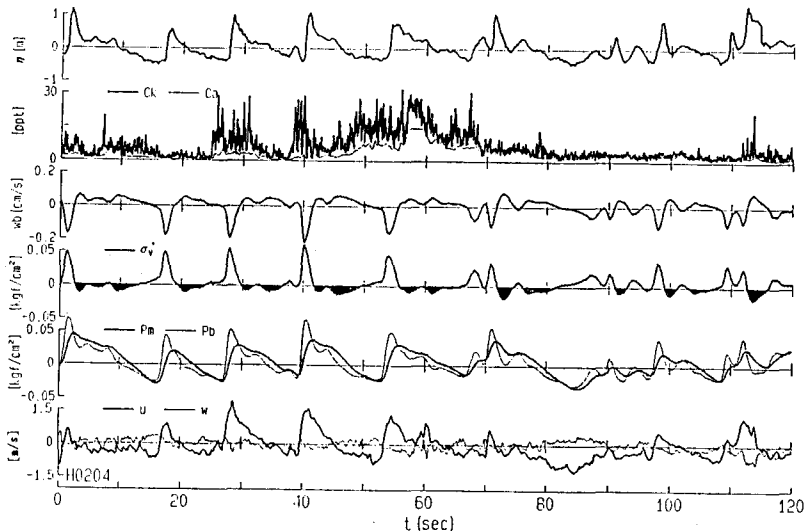


図4. 1 浮遊砂濃度と繰返し鉛直有効応力0状態の対応 (鶴谷ら、1990)

定から、両者の関連を検討したもので、特に間隙水圧の発達特性および砂層表面付近での繰返し有効応力0状態と砂澱の消滅とが関連していることを示した。

鶴谷ら(1990)は、現地観測で海底面付近での浮遊砂濃度の増加と地盤内の間隙水圧の繰り返し有効応力減少とが対応していることを示した(図4. 1)。

一方著者ら(1990b)も、鶴谷ら(1990)と類似の発想から、2. で述べた変動間隙水圧に関する Mei and Foda(1981) の境界領域近似解を用いて現地海岸での海底地盤表面での波圧の記録から、地盤表面付近での間隙水圧の水平および鉛直方向勾配の波の1周期間での変化を計算し、Madsen(1974)が提案した波浪による海底地盤の不安定が発生しうる可能性を示した。

その後昨年の海岸工学講演会で、関連する2つの発表がなされた。中野ら(1993)は実験水槽で進行波による水槽底面の砂層内での鉛直有効応力変動を間隙水圧計と土圧計を用いて測定した。その結果、シートフローや底泥の流動化が生じると有効応力変動波形の分裂が見られ、繰り返し有効応力0状態がそれに対応することを示している。

一方前野ら(1993)は、現地海岸(水深約6m)で海底面付近の地盤内の有効土圧と間隙水圧変動を測定し、水位波形を加えて3者の時間変化から、繰り返し有効応力0状態による地盤表面付近の液状化した層の厚さと、それが波浪によって運び去られた場合の洗掘深を求める方法を提案した(図4. 2)。さらにこの方法を用いて、実際の記録から高波浪によって波の峰の通過後海底面から約50cmの砂層が一時的に液状化していたこと、さらに約20cmの砂層が運び去られたことを示している。

以上のように、漂砂現象とくに碎波帯のような高波浪下での漂砂現象に対して、波浪による海底地盤の表面付近の間隙水圧変動および地盤骨格の鉛直有効応力変動が何らかの効果をもっていることを示唆する研究が最近多くはないがいくつか発表されている。しかしながらいずれも隔靴搔痒の感があり、明快ではない。

4. 2 粒状体モデルによるアプローチ

すくなくともこの原因の一つは、0.1mm ~ 0.2mm という粒径の粒状体の運動を対象としており、測定が極めて困難であることである。以下ではこの困難を解決する一つ的手段として、粒状体の運動の数値シミュレーションによる研究を紹介する。

4. 2. 1 変動水圧を受ける地盤の挙動の個別要素法による数値シミュレーション

波浪による海底地盤の応答に関するモデルについては、2. 2 で述べたように1相とするか2

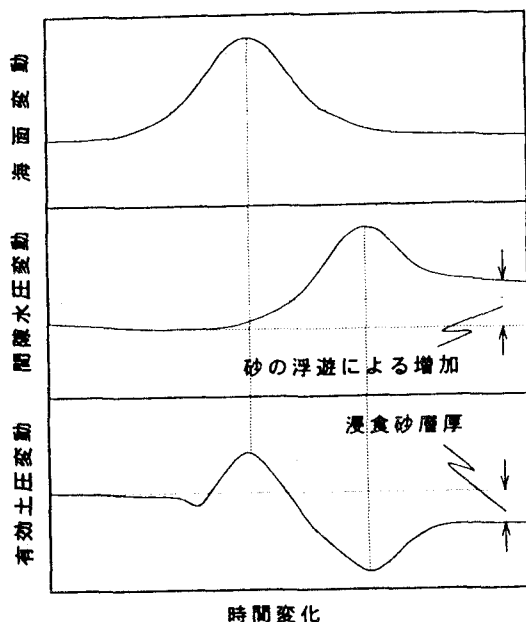


図4. 2 間隙水圧変動および有効土圧変動と砂層の液状化層厚および侵食厚(前野ら、1994)

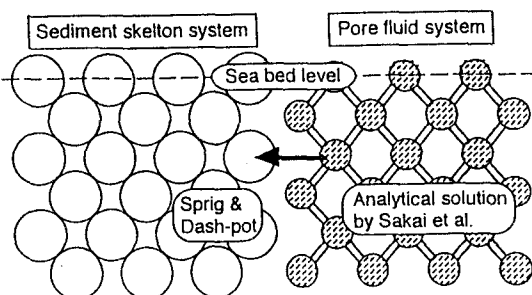


図4. 3 2次元円盤要素群(後藤ら、1994a)

相とするかは別として、いずれも連続体として海底地盤を仮定している。しかしながら 4.1 で述べたような現象がおこるとすれば、そこでは連続体の仮定はできない。後藤ら (1994a) は以上の観点から、構造工学や地盤工学でも応用されている個別要素法を用いて、波圧のような地盤表面に繰り返し作用する水圧変動によって砂粒子間に働く力がどのように変化するかを数値模擬した。その詳細は今年 11 月の海岸工学講演会 (後藤ら, 1994a) で発表されるが、ここではその要点を紹介する。

砂粒子からなる地盤骨格を表現するのに、ここでは数値計算の容量を減らすために、図 4. 3 に模式的に示す直径 2cm の 2 次元円盤要素群を対象とした。厳密には砂粒子と間隙水との相互作用を考慮する必要があり、事実に地震による液状化のシミュレーションでは行われている。しかしながら波浪のような数秒以上の時間スケールの外力の場合は、計算量が膨大になり実際には困難である。そのためここでは間隙水圧変動を要素の運動とは無関係に与え上記要素間に働く力と運動を追跡した。

円盤要素は剛体と仮定し、要素間の相互作用を弾性スプリングと粘性ダッシュボットにより表現する。各要素の運動方程式を陽解法で解いて、要素群の運動を追跡する。要素間の接触判定、接触要素間の作用力の算定、要素の運動については後藤ら (1994a) を参照されたい。

間隙水の運動に関しては、要素間の間隙を水路で結び、ダルシーの法則を仮定してモデル化した。ここでは要素骨格の体積変化はないとし、地盤表面に正弦波形状の水圧変動を与えて、その結果得られる間隙水圧変動の鉛直分布が著者ら (酒井ら, 1993) が提案した善ら (1987) の基礎式に対する近似解に一致するように間隙間透水係数を与えた。周期は 3.0s である。

図 4. 4 は、1 周期間の間隙水圧変動 p/p_0 の鉛直分布を示している。 $z/l = 0$ は地盤表面、0.2 は後述の 図 4. 5 の底面にあたる。地盤表面の水圧の最大値の生じる時間を 0 としている。図 4. 5 は実際に計算した円盤要素群である。1 段の配列要素数 5/4 の千鳥配列で、17 段積み上げ、合計 77 個の要素を対象としている。要素群は、幅 12.6cm の間隔を隔てて固定された鉛直壁間と深さ 27.5cm の固定床底面に拘束されている。図 4. 6 は、地盤表面に働く正弦波形状の水圧変動の振幅が $p_{0,max} = 0.6m$ の場合の、各要素の位置の変化を、0.8s から 1.8s までの 0.2s 刻みの 6 コマの連続画像として示し

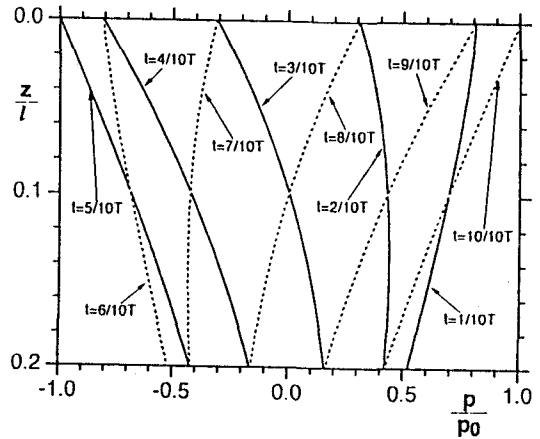


図 4. 4 間隙水流動モデルで与えた間隙水圧変動の鉛直分布 (後藤ら, 1994a)

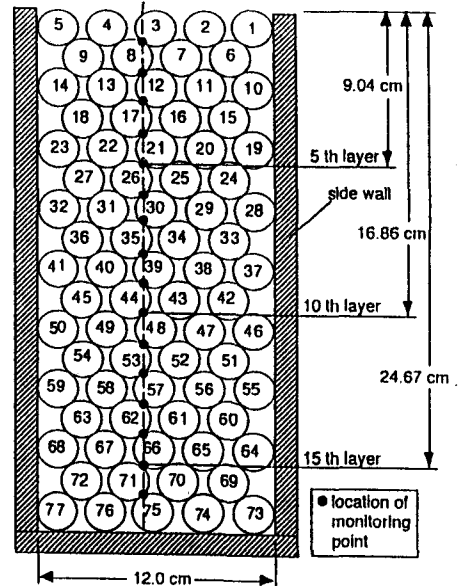


図 4. 5 初期状態 (後藤ら, 1994a)

たものである。 $1.0s = 3.3/10 \times T$ (波の峰の通過後水位が平均水位以下になる状況に相当) になると第1層と第2層の間に隙間が生じ、 $1.6s = 5.3/10 \times T$ (波の谷の通過直後に相当) には第11層にまで要素の浮き上がりが生じている状況が示されている。

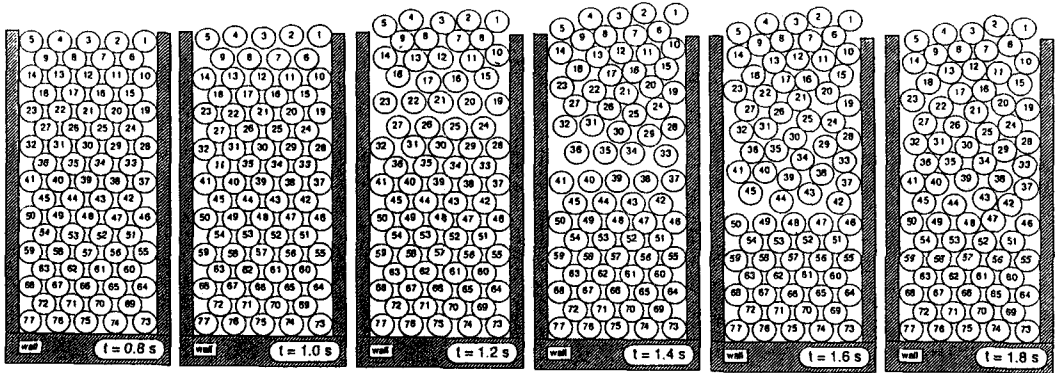


図4. 6 変動水压による要素群の挙動 (後藤ら, 1994a)

図4. 7は、図4. 5の3つの深度 (5th, 10th and 16th layers) における要素間作用力 F_{IE} の位相変化を示している。 p_{0max} は地盤表面に働く正弦波形状の水压変動の振幅を意味する。

5th layer では $p_{0max} = 0.5m, 0.6m$ で要素間作用力が0となる位相がある。また 10th layer でも $p_{0max} = 0.5m, 0.6m$ で要素間作用力が0となる位相がある。

直径 2cm の要素群の挙動が、果たして現実の砂層の砂粒子の挙動を表現しているかどうかという疑問が生じるが、少なくとも間隙水压変動は著者ら (酒井ら, 1993) の実験結果と同じ結果を間隙水流動モデルが与えており、要素間作用力については、非現実的ではない。

4. 2. 2 粒状体モデルによるシートフローの流動過程の数値シミュレーション

漂砂現象における第一義的な外力が、波浪による水粒子運動による海底面に働くせん断力であることは言うまでもない。したがって高波浪下での漂砂現象を数値模擬するには、このせん断力を取り入れなければならない。4. 2. 1 で紹介した数値シミュレーションは、せん断力を考慮せず水压変動のみを与えたものである。両者を同時に与える必要があるが第1段階の数値計

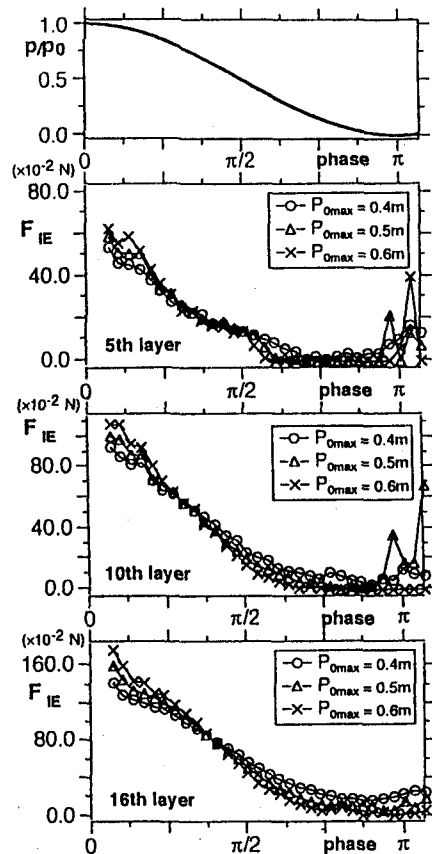


図4. 7 要素間作用力の時間変化 (後藤ら, 1994a)

算としてせん断力を無視した。ここでは逆に水圧変動を無視してせん断力のみを考慮していわゆるシートフロー状態の砂粒子の運動を数値模擬することを試みた同じく後藤ら（1994b）の研究を紹介する。

なおここでは、第1段階での扱いとして粒子間干渉は考慮するが、粒子と流体間の干渉は無視し、またせん断力も波浪による正弦波形状ではなく定常なせん断力を与える。4.2.1の場合と同様に、円盤要素は剛体と仮定し、要素間の相互作用を弾性スプリングと粘性ダッシュポットにより表現する。各要素の運動方程式を陽解法で解いて、要素群の運動を追跡する。砂粒子の運動方程式、砂粒子間接触判定、接触要素間の作用力の算定、孤立砂粒子の速度補正については後藤ら（1994b）を参照されたい。

計算領域の模式図を、図4.8に示す。計算の効率化を図るため、計算領域の側方には周期境界を設置し、底面は、ランダムに配置した砂粒子を固定した粗面固定床とした。要素に働くせん断力は、与えられた高さ以上の要素の断面積で比例配分して与えた。要素の直径は0.5cm、比重は2.65である。1段の配列要素数5で9段にわたって積み上げ、最下層の5個を固定し、表層要素の1個を取り除いて、合計39個の要素の運動を追跡した。

4.0s間に相当する200,000回の繰り返し計算の結果を平均し、平均移動速度分布を求めたところ、せん断力の大きさに拘わらず図4.9のような分布が得られた。ここで $y=0$ は固定床を構成する要素の平均高さ、横軸は無次元要素移動速度の平均である。 $y/d=10.0$ （ d ：要素径）の近傍で鉛直分布の形が変わる。すなわちこの高さ以下では上に凸、以上では下に凸の分布を示す。この傾向は藤木ら（1993）の急勾配斜面上を流下する乾燥粉体流の結果と同じである。

$y/d=10.0$ より下の領域を「シートフロー層」、上の領域を「サルテーション層」と呼ぶ。

図4.10は、無次元掃流力（シールズ数）が0.5の場合の0.4sの時間間隔毎の平均移動速度分布を示す。シートフロー層では時間的なばらつきが少ないのに対して、サルテーション層では時間的なばらつきが大きい。

図4.11は、無次元掃流力が0.3の場合の0.02s間の0.01s毎の要素群の位置を示している。

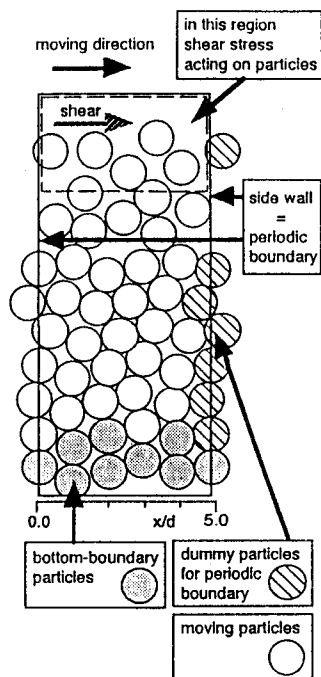


図4.8 計算領域の模式図（後藤ら、1994b）

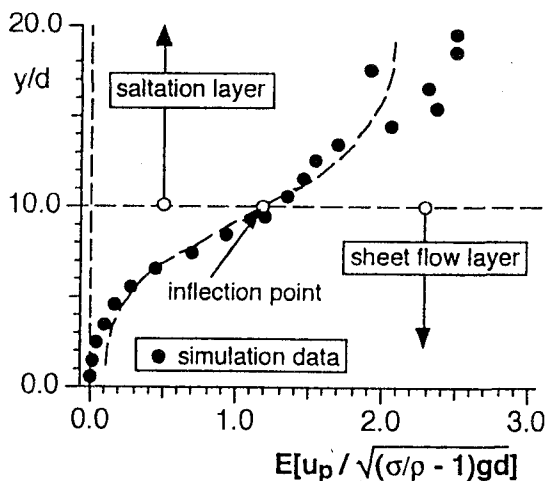


図4.9 シートフロー層とサルテーション層（後藤ら、1994b）

下層では層状の流動が生じているのに対して、上層では分散した状態で流動している。

ここでも直径 0.5 cm の要素群の挙動が、実際の砂層の砂粒子の挙動を表現しているかどうかという疑問が生じるが、少なくともその運動形態の定性的な傾向は現実を模擬していると考えられる。

5. あとがき

以上海底地盤の波浪応答と題して、波浪による海底地盤内の変動間隙水圧および地盤骨格の有効応力変動に関する2相連続体モデル、防波堤の安定における海底地盤の波浪応答、漂砂現象における波浪による繰り返し有効応力減少の効果の3つの話題を提供した。後の2つの話題は、いずれも問題点を指摘した段階に留まっており、その一方で水理学と土質力学の境界の問題としてこれからの研究の発展が期待される。

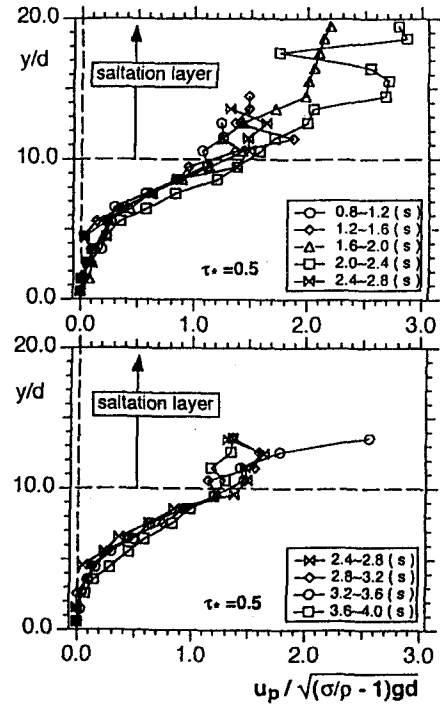


図4.10 平均移動速度の鉛直分布の時間変動 (後藤ら, 1994b)

6. 参考文献

- 後藤仁志・酒井哲郎・富永圭司・豊田 泰晴 (1994a)、変動波圧を受ける海底地盤の挙動の数値模擬への個別要素法の応用、海岸工学論文集、第41巻、土木学会 (印刷中)。
- 後藤仁志・酒井哲郎・富永圭司 (1994b)、粒状体モデルによるシートフローの流動過程の数値シミュレーション、海岸工学論文集、第41巻、土木学会 (印刷中)。
- 酒井哲郎・畑中克也・間瀬 肇 (1990a)、波浪による海底地盤内間隙水圧変動解の適用性と地盤の液状化条件、土木学会論文集、第417号/II-13、pp. 275-283。
- 酒井哲郎・畑中克也・間瀬 肇 (1990b)、波浪による碎波帯海底面近くの地盤の挙動、海岸工学論文集、第37巻、土木学会、pp. 733-737。

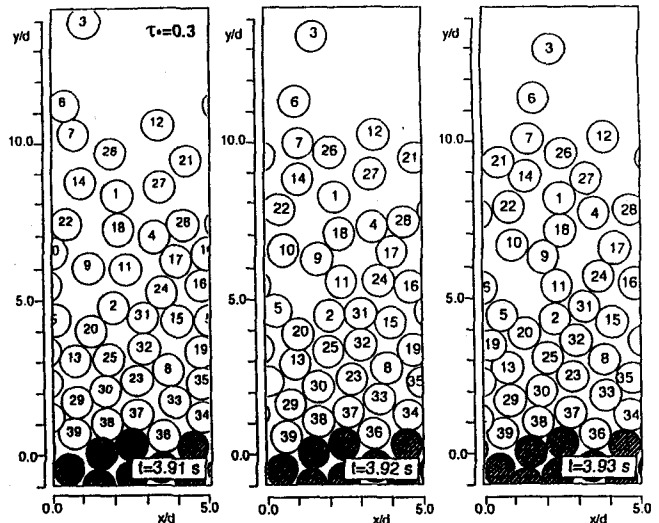


図4.11 要素群の運動 (後藤ら, 1994b)

- 酒井哲郎・間瀬 肇・山本哲也(1993)、水圧変動による地盤表面付近の間隙水圧変動、海岸工学論文集、第40巻、土木学会、pp.586-590.
- 善 功企(1985)、波力を受ける構造物と海底地盤の動的挙動、1985年度(第21回)水工学に関する夏期研修会講義集、Bコース、土木学会水理委員会、pp.B-4-1-16.
- 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、運輸省港湾技術研究所報告、第26巻、第3号、pp.125-180.
- 鶴谷広一・惟住智昭(1990)、碎波帯における底質の流動化と浮遊について、海岸工学論文集、第37巻、土木学会、pp.289-293.
- 土質工学会海洋基礎構造物研究委員会(1986)、海洋基礎構造物の現状と動向、土質工学会.
- 土木学会海岸工学委員会(1993)、第V編、波浪と海底地盤の相互干渉、波・構造物・地盤の調査・設計手法調査・研究報告書、土木学会.
- 土木学会海洋開発委員会(1992)、沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答、土木学会.
- 中野 晋・井上 洋・香川和久(1993)、非粘着性および粘着性底質の内部応力変動と漂砂形態、海岸工学論文集、第40巻、土木学会、pp.351-355.
- 名合宏之(1982)、砂層内水圧変動と液状化、1982年度(第18回)水工学に関する夏期研修会講義集、Aコース、土木学会水理委員会、pp.A-9-1-15.
- 藤木賢一・平野宗夫・橋本晴行(1993)、急勾配水路における乾燥粉体流の特性、水工学論文集、第37巻、土木学会、pp.617-622.
- 前野賀彦・松岡祐二・林田洋明・間瀬 肇(1989)、砂澁形状と間隙圧発達との関係、海岸工学論文集、第36巻、土木学会、pp.789-793.
- 前野賀彦・唐内仁司・鈴木芳博・矢部興一(1993)、波浪による海底地盤の液状化と底質浮遊の現地観測、海岸工学論文集、第40巻、土木学会、pp.576-580.
- CIAD Project Group(1985), Computer Aided Evaluation of the Reliability of a Breakwater Design, Final Rep., CIAD Assoc..
- Madsen, O.S.(1974), Stability of a sand bed under breaking waves, Proc. 14th Conf. Coastal Eng., Vol.II, ASCE, pp.776-794.
- Mei, C.C. and Foda, M.A.(1981), Wave-induced responses in a fluid-filled poroelastic solid with a free surface - a boundary layer theory, Geophys. J. R., astr. Soc., Vol.66, pp.597-631.
- Mei, C.C.(1983), Chapt.13, Wave-Induced Stresses in a Poro-Elastic Seabed, in The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves, John Wiley & Sons.
- Oumeraci, H.(1994), Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned, Jour. Coastal Eng., Vol.22, pp.3-30.
- PIANC(1976), Final Report of the International Commission for the Study of Waves, Annex to Bull. PIANC No.25, Vol.III.
- Poulos, H.G.(1988), 8, Seafloor stability, in Marine Geotechnics, UNWIN HYMAN.