

変動水圧による海底地盤の応答

Seabed Response under Water Pressure Variation on its Surface

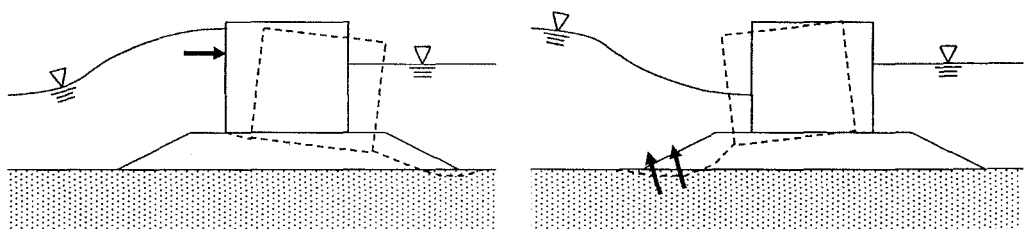
前野 詩朗

Shiro MAENO

1. はじめに

台風や冬季風浪による高波浪の影響を受けて多くの海岸構造物が毎年のように被災している。その被災例を見ると、構造物そのものが破壊することもあるが、構造物周辺に施工される被覆ブロック等の構造物保護工やその周辺地盤の破壊とリンクして発生する場合が殆どである。図-1 は混成堤の破壊の代表的な例を模式的に示したものである。ケーソンそのものはコンクリート製の強固な材料であるため破壊することは殆ど考えられないが、ケーソンが傾くなどの被災は、この図の二つの被災パターン見られるようにケーソン下部の捨石マウンドの損壊や沈下、また、周辺地盤の洗掘などに起因して発生していることがわかる。図-1(a)は、ケーソンが岸側へ移動し傾く被災例である。これは、波による力が直接ケーソンを介して岸側の捨石マウンドおよび地盤に作用することにより被災するものと考えられる。一方、図-1(b)は、ケーソンが沖側へ移動し傾く被災例である。これは、波が直接ケーソンに作用する力による被災というよりも、むしろ波が捨石マウンド部および地盤に直接作用することにより捨石マウンドが沈下散乱したり、マウンド先端部の地盤が水圧低下時に液状化したりして、地盤が脆弱化し、洗掘を受けることに起因する被災であると考えられる。また、コンクリートの打ち継ぎ目から堤防裏込め土砂の流出を防ぐ防砂板が破壊したことに起因して海岸堤防で囲った人工海浜で砂浜が突然陥没して事故に至った事例も報告されている。これは、波により繰り返し作用する変動水圧の影響を受けて破損した目地部分から土砂が徐々に流出したことが原因と推定される。このような被災は目に見えないところで進行するため大変危険である。

以上のように、海岸構造物の設計を行う際には、直接構造物に作用する波による流体力のみならず、構造物周辺の保護工や周辺地盤の安定性も考慮に入れる必要があることがわかる。しかし、我が国において波による海底地盤の応答に関する重要性が認識されるようになったのは1980年代に入ってからである。この水工学に関する夏期研修会においても過去3回、次に示す関連する講義がなされており、本講



(a) 岸側への移動による被災

(b) 沖側への移動による被災

図-1 混成堤の被災例

義で対象とする波―地盤―構造物系の相互応答に関する内容の重要性を理解して頂けるであろう。

- ・「砂層内水圧変動と液状化」名合宏之（岡山大学），1982, A コース。
- ・「波力を受ける構造物と海底地盤の動的挙動」全功企（九州大学），1985, B コース
- ・「海底地盤の波浪応答」酒井哲郎（京都大学），1994, B コース

また，1988 年にオランダのデルフトにおいて Soil-Water-Structure Interaction に関する国際会議が開催され，問題の重要性が国際的にも認識されるきっかけとなった。しかし，これまで，現象解明に関する多くの研究成果が発表されているが，研究成果が十分設計に反映されていないのも現状であろう。今後，波―地盤―構造物系の相互応答を考慮した沿岸域の構造物を設計するための技術指針を確立し，環境との共存を目指した沿岸域を創造していくためには，さらに多くの方々に波―構造物のみならず地盤との相互応答問題を考慮することの重要性を認識して頂く必要があるものと考えている。

本稿では，まず，変動水圧が地盤に作用する際の間隙水圧変動を解析するための基礎式と，液状化の特性と発生機構を説明する。また，波―地盤―構造物系の相互作用の問題として，ブロックの沈下，海底埋設パイプラインの浮上，堤防裏込め土砂の流出問題などを取り上げ，これらの現象解明に関する幾つかの解析手法を紹介する。

2. 変動水圧作用下における砂層内水圧変動と液状化

2.1 解析モデル

変動水圧による海底地盤の応答や液状化を解析するためのモデルについては，「沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答」（海洋開発委員会，1992），海岸波動（海岸工学委員会，1994）などで多くの解析モデルが紹介されている。地盤と間隙水の圧縮性を考慮するかどうかがそれぞれの解析モデルの主な違いである。解析モデルの中でも Biot(1941)の圧密方程式を基にして地盤と間隙水の圧縮性を考慮し，しかもそれぞれの挙動を連成したモデルが最も再現性が高く現実的なモデルであると思われる。一般的に海岸堤防や離岸堤などの挙動を解析する際には鉛直 2 次元横断面内の挙動を取り扱う場合が多い。ここでは Nago and Maeno(1984)が間隙に含まれる微量な空気の影響を考慮して誘導した鉛直 2 次元問題を解析するために用いる基礎式を以下に示す。

$$G\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}\right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z}\right) = \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1)$$

$$G\left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2}\right) + \frac{G}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z}\right) = \rho g \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2)$$

$$\rho g \left(\beta \lambda_w + \frac{\lambda_a}{P}\right) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_z}{\partial z}\right) = k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) \quad (3)$$

ここに， β ：水の圧縮率， ρ ：水の密度， g ：重力加速度， λ_w, λ_a ：水および空気の体積含有率， P_0 ：大気圧， h ：変動間隙水圧水頭， u_x, u_z ： x, z 方向の砂層の変位， k ：透水係数， G ：せん断弾性係数， ν ：ポアソン比である。基礎式は非線形方程式であり，解析的に解くことは困難であるため，間瀬ら(1988)や名合ら(1990)は有限要素法を用いた離散化により数値解を求める方法を適用して，波による防波堤の安定性などを検討している。その後，水谷ら(1997)や高橋ら(2002)により非線形性の強い波を考慮した解析も行われている。

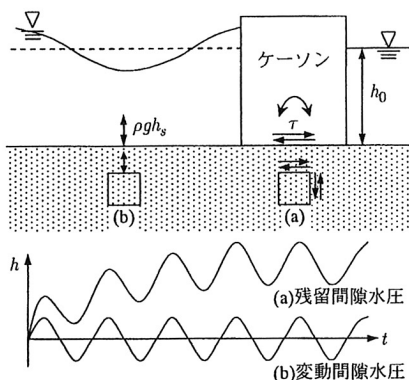


図-2 二つの液状化の発生



写真-1 弓ヶ浜の海岸浸食状況(1992年4月)

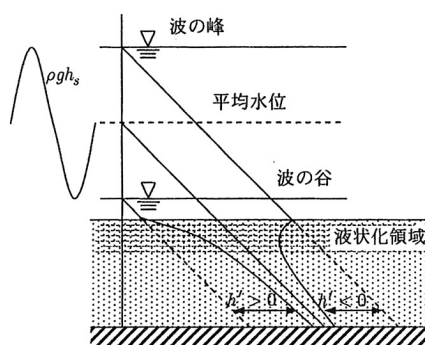


図-3 水位変化に伴う間隙水圧の変化

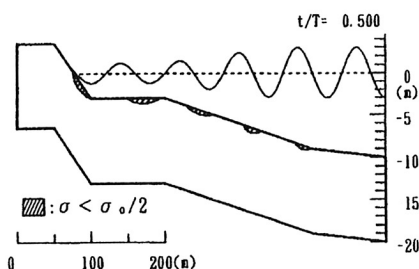


図-4 海底地盤の液状化の発生予測

2.2 二つの液状化の発生

図-2 に示すように波による波力がケーソンなどの海岸構造物を介して海底地盤に作用したり、海底地盤に直接変動水圧として作用したりすると、性質の異なる2種類の液状化が発生することが知られている(名合,1982; 善,1984)。前者は、図-2 (a)のように、波の作用を受けてケーソンがロッキングやせん断方向に移動することに起因して、ケーソン下部地盤が繰り返しせん断変形されることにより、粒子相互間の噛み合わせが徐々にずれて過剰間隙水圧が蓄積する(平均間隙水圧の上昇分は残留間隙水圧と呼ばれている)液状化である。後者は、図-2 (b)に示すように海底地盤上に繰り返し作用する変動水圧 ρgh_s の作用を受けて地盤の間隙水圧が時間的に変化することに起因する周期的な液状化である。すなわち、図-3 に示すように、海底地盤上に作用する水圧が地盤に伝播する際に振幅減衰および位相の遅れを伴いながら伝播するため、波の峰の部分では負の過剰間隙水圧 h' が発生し、地盤表面付近では地盤上に作用する水圧よりも地盤中の水圧が小さくなり下向きの浸透力が発生する。一方、波の谷の時には、正の過剰間隙水圧が発生し、地盤内の水圧が地盤上の水圧よりも大きくなるため上向きの浸透力が発生する。上向きの浸透力は地盤の有効応力を減少させ、波や地盤の条件によっては液状化が発生する。Nago and Maeno (1987) は、液状化の発生条件を詳細に検討し、変動水圧の振幅や周期が大きくなるほど、また、地盤の透水係数が小さくなるほど液状化が起りやすくなることなどを明らかにしている。

2.3 緩い堆積砂層の液状化

名合ら(1996)は、1992年に鳥取県弓ヶ浜で発生した写真-1に見られるような砂浜の浸食を調査した結果、浸食部分で間隙率0.5程度のかかなり緩い状態で堆積している地盤が存在することを確認している。また、

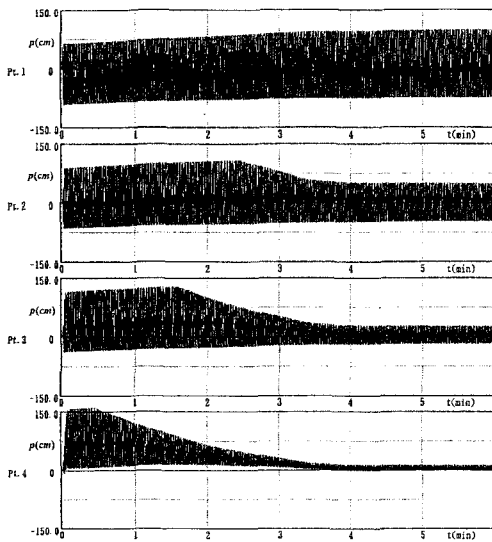


図-5 緩い堆積砂層の間隙水圧変化

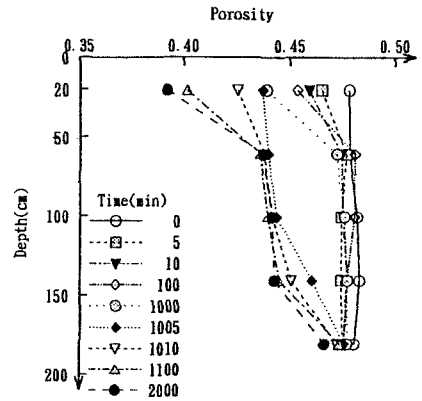


図-6 緩い堆積砂層の履歴効果

2.1 節で示した基礎式を用いて現地をモデル化した解析を行い、図-4 の斜線部分で有効応力が負となる液状化の発生が予測されることを示し、水際付近で発生する砂浜の脆弱化が砂浜の浸食と有意な関係があることを指摘している。名合ら(1992)は、円筒容器を用いた鉛直 1 次元モデルを用いた実験により、緩い堆積砂層の挙動について調べ、地盤が緩い場合には、図-5 (Pt.1 は水中、Pt.2~4 はそれぞれ砂層表面から 20cm, 50cm, 1m の深さの間隙水圧) に示すように平均水圧が上昇し、間隙水圧が蓄積するタイプの液状化が発生することと、変動水圧の作用を受けて砂地盤が高密度化することを明らかにしている。さらに、Nago et al.(1993)は、緩い堆積砂層上に小さな変動水圧が作用すると砂層表面付近のみが高密度化し、下層部分には緩い砂層が攪乱されずに残り、その後大きな変動水圧の作用を受けると下層に残っている緩い砂層が再び液状化し深い層まで高密度化が進行することを指摘している。図-6 は、Maeno らの実験結果を示している。最初の 1000 分間小さな変動水圧を作用させると、50cm 程度までの上層部分のみ高密度化していることがわかる。その後、大きな変動水圧を 1000 分間作用させると 150cm 程度まで高密度化する。このような緩い堆積砂層の間隙水圧の蓄積を伴う液状化の発生や履歴効果については、宮本ら(2000)が遠心力载荷装置を用いて波浪場において行った実験においても明らかにされている。また、高橋ら(1997)や鈴木ら(2002)によっても緩い細粒地盤や人工的に浚渫土砂で築造された人工浅場で同様な液状化が発生することも確認されている。これらの緩い堆積砂層の液状化過程については Yu et al.(2001)や宮本ら(2002)が地盤の塑性変形を考慮したモデルを提案し、実験結果との比較によりその妥当性を示しているのでそちらを参考にして頂きたい。

3 ブロックの沈下の問題

3.1 ブロックの沈下機構

高波浪時には、海岸構造物の保護工として用いられる被覆ブロックが沈下散乱したり、離岸堤が沈下したりする被害が多く見られる。この沈下の原因として、鈴木ら(1997)はブロック下部の洗掘に伴いブロックが沈下することを指摘している。しかし、善(1994)は、新潟西海岸の離岸堤の沈下が海底面下 10m にも達していること(西田ら,1985)から、洗掘以外に地盤の液状化に伴う地盤強度の低下による沈み込

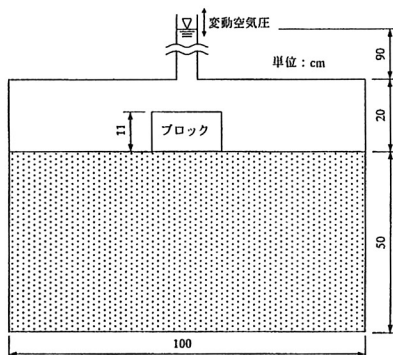


図-7 ブロックの沈下実験装置

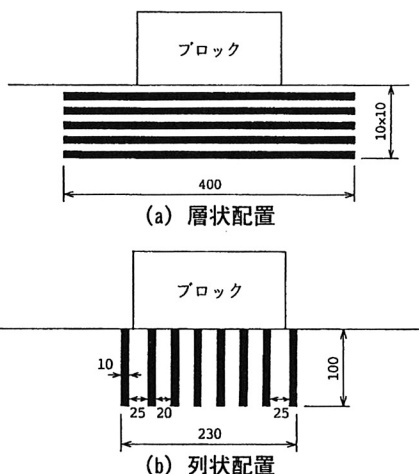
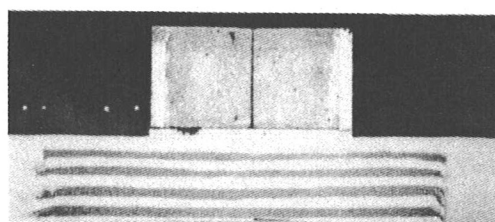


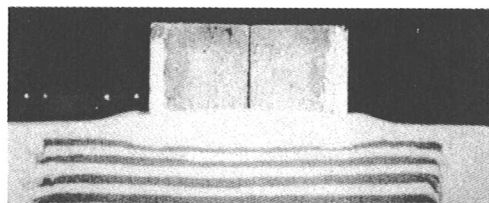
図-8 ブロック周辺の着色砂の設置状況

みの可能性を指摘している。ここでは後者に起因するブロックの沈下に関する問題を取り上げる。

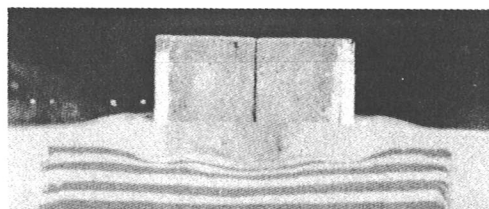
名合ら(1993)は、図-7 に示す奥行き 40cm の実験装置を用いて砂地盤上に置かれたブロックが変動水圧の作用により徐々に沈下することを実験的に明らかにしている。その際ブロック周辺砂層の移動状況を観察するため図-8 に示すように着色砂を層状と列状に配置し実験を行った。写真-2 は、実験開始後ブロックが徐々に沈下する様子を実験装置の側面から撮影したものである。写真より、ブロックが時間の経過とともに沈下し、ブロックの左右側面部分の砂が盛り上がってくるのがわかる。図-9 は、ブロック周辺部の砂地盤内の等間隙水圧分布及び浸透力分布を 2.1 節で示した基礎式を用いて有限要素解析した結果について、波の谷の時間帯について示している(名合ら, 1993)。この図より、ブロック下部の砂がブ



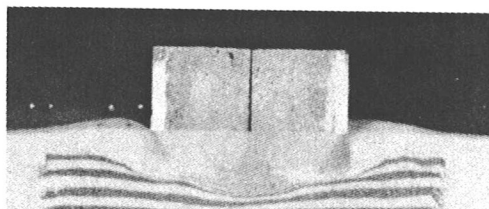
(a) 実験開始時



(b) 実験開始後 300 分後



(c) 実験開始後 1000 分後



(d) 実験開始後 3000 分後

写真-2 ブロックの沈下過程

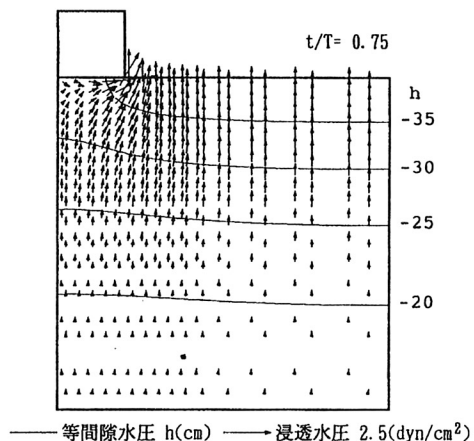
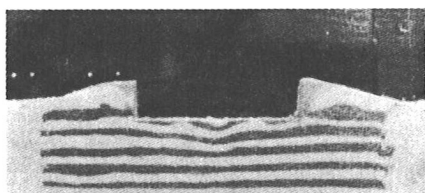
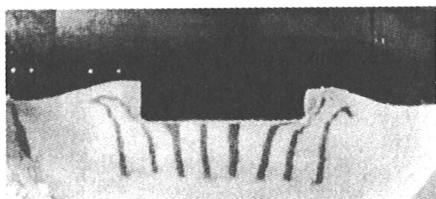


図-9 ブロック周辺の等間隙水圧と浸透力分布

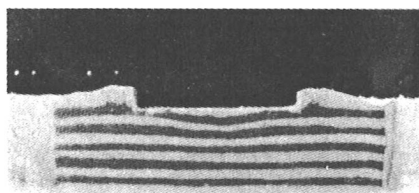


(a) 層状

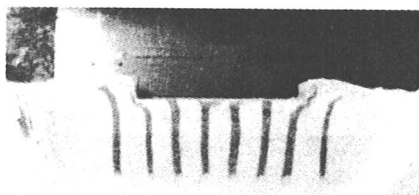


(b) 列状

写真-3 ブロック周辺砂の移動状況（透水性無）



(a) 層状



(b) 列状

写真-4 ブロック周辺砂の移動状況（透水性有）

ブロック側面に押し出される方向に浸透力が作用することがわかる. このようにブロック周辺地盤で周期的に発生する浸透力がブロック下部の砂を徐々にブロック側面に押し出すことがブロックの沈下の原因であることがわかる. 写真-3 は, ブロック周辺の砂の移動状況を可視化したものである. この写真より, ブロック下部の砂が側面に流出する様子がわかる. 砂の移動する様子は図-9 で示した浸透力分布と良く一致しており, ブロック周辺部で発生する周期的な浸透力が沈下の原因であることが確認される. 以上のように周期的な変動水圧作用下においてブロックが徐々に沈下することは, 同様な装置を用いた岩垣ら(1993)の実験によっても確認されている. また, 酒井ら(1993)は, 振動流と水圧変動を同時に载荷することが可能な装置を用いた実験を行い, 水圧のみの作用による沈下のみならず, 振動流が同時に存在する場では, 場合によって同じ全圧力振幅の水圧変動のみの場合の沈下量および同じ平均流速振幅の振動流のみの場合の沈下量のいずれよりも大きいことがあることを明らかにしている.

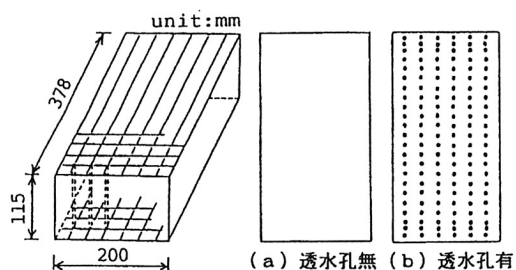
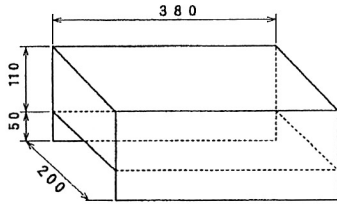


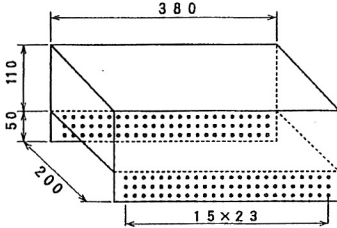
図-10 ブロック周辺砂の移動状況（透水性無）

3.2 ブロックの沈下防止策

名合ら(1990,1993)は, 変動水圧場におけるブロックの沈下防止策として図-10 に示すようにブロックそのものに孔を空けて透水性を持たせたブロックの沈下特性を実験的に検討している. ただし, 透水孔には砂が流出しないように金網が取り付けられている. 写真-4 はブロック周辺部の砂の移動状況を示している. 写真-3 の透水孔がない場合と比較すると透水性を有するブロックは明らかにブロックの沈下を抑える効果があることがわかる. この原因として, ブロック下部において発生する浸透力の方向を変えることが沈下防止に繋がることがあげられる. また, 名合ら(1994)は, 図-11 に示すようにブロック側面に矢板を設けた場合の沈下防止効果を検討している. 写真-5 の実験結果に示すように, 矢板はブロックの沈下防止に効果があることがわかる. 矢板に透水性を持たせると, さらに沈下を抑えることができることを明らかにしている.

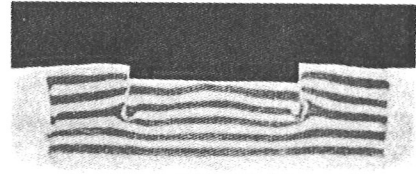


(a) 不透水矢板

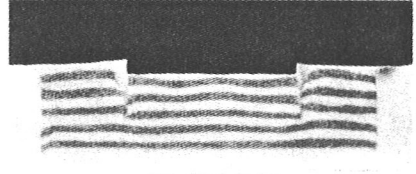


(b) 透水矢板

図-11 ブロックに取り付けた矢板の状況



(a) 不透水矢板



(b) 透水矢板

写真-5 ブロック周辺砂の移動状況 (矢板の効果)

3.3 ブロックの沈下過程のシミュレーション

酒井ら(2001)や原田ら(2002)は、前述のような変動水压作用下におけるブロックの沈下過程をブロック部分を剛体として取り扱うことのできるモデルを取り入れた個別要素法により明らかにしている。その概要は次のようである。要素運動は、剛体連結モジュールを組み込んだ拡張型の2次元個別要素法を基礎としたモデルで表現され、ブロックは、要素を連結して構成される。個別要素法では、図-12 に示す粒子間相互作用がバネ・ダッシュポット系で表現され、個々の要素の運動は、球の並進・回転の運動方程式

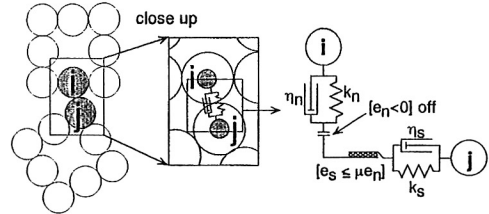


図-12 要素間接触モデル(原田ら, 2002)

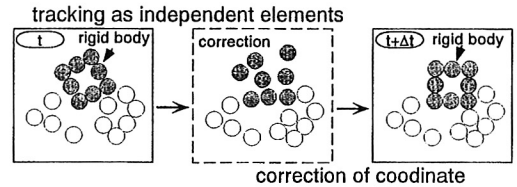


図-13 剛体連結モジュール(原田ら, 2002)

$$\rho \left(\frac{\sigma}{\rho} + C_M \right) A_3 d^3 \frac{du_{pi}}{dt} = F_{p \text{ int}} + F_D + F_{gr} \quad (4)$$

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D A_2 d^2 |U - u_{pi}| (U - u_{pi}) \quad (5)$$

$$\frac{\sigma \pi d^5}{60} \frac{d\omega_{pi}}{dt} = T_i \quad (7)$$

$$F_{gr} = -\rho \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) A_3 d^3 g \quad (6)$$

$$C_D = C_{D\infty} + \frac{24\nu}{d \cdot |U - u_{pi}|} \quad (8)$$

を用いて記述される(後藤・酒井, 1995; 原田ら, 2002)。ここに、 $F_{p \text{ int}}$: 要素間相互作用ベクトル、 F_D : 抗力ベクトル、 F_{gr} : 重力ベクトル、 u_{pi} : 要素 i の移動速度ベクトル、 C_M : 付加質量係数 ($C_M = 0.5$)、 U : 要素の近傍流速ベクトル、 C_D : 抗力係数 ($C_{D\infty} = 0.4$)、 A_2 、 A_3 : 要素の2次元・3次元形状係数(球については、 $A_2 = 4/\pi$ 、 $A_3 = 6/\pi$)、 d : 要素径、 σ : 要素密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力加速度ベクトル、 ν : 動粘性係数、 T_i : 要素 i に作用するトルク、 ω_{pi} : 要素 i の回転速度ベクトルである。

ブロック構成要素に対する剛体連結モデルとして、Koshizukaら(1988)がMPS法で用いたMoving Solid Modelを準用している(後藤ら, 2001)。ブロック構成要素に対しては、図-13に示すように、個々のブロックの重心回りの角運動量が保存されるように相対回転角を算定し、要素間の相対位置が変化しない

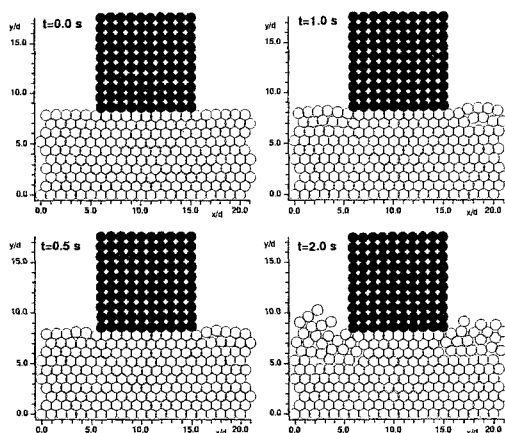


図-14 ブロックの沈下過程（酒井ら，2001）

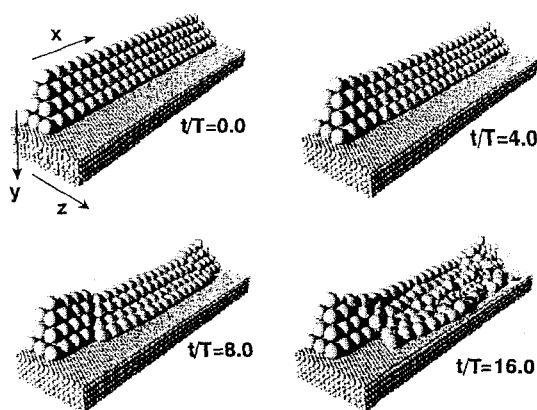


図-15 捨石群の沈下・埋没過程（酒井ら，2002）

ように座標修正を施すことにより，剛体挙動させている。

図-14 は，このモデルを用いて減圧期の地盤内間隙水圧を作用させたときのブロックおよび周辺砂要素の挙動を示している．間隙水圧分布に起因して，ブロックの支持力が減少してブロック直下の地盤が沈み，それによる排除体積分に相当する砂粒子がブロック側方に押し出される様子が理解できる．この解析結果は写真-3 で示した名合ら(1993)の実験結果を良く再現していると言えよう．また，酒井ら(2002)は個別要素法を 3 次元問題に拡張し，図-15 に示すような海底地盤の液状化による護岸前面捨石群の沈下過程を定性的に説明している．このように，個別要素法による方法により現象の定性的な説明はできるようになったといえる．しかし，定量的に十分現象説明ができるまでには至っていないため，定量的な現象説明が今後の課題であろう．

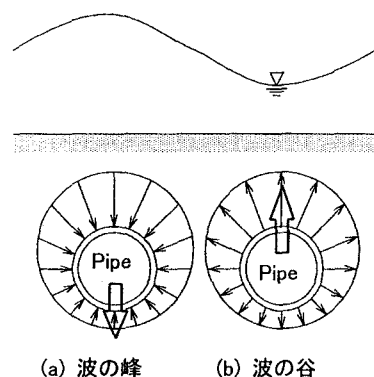


図-16 埋設パイプに作用する変動流体力

4. 海底埋設パイプラインの浮上の問題

4.1 パイプに作用する変動流体力特性

近年，石油や天然ガス等の海底天然資源掘削後の輸送手段として，数多くのパイプラインが世界各地の海域に設置されるようになってきている．設置されるパイプラインのうち，とくに，沿岸の浅海域（水深にして約 60m 以下）では，漁網や船のアンカー等によるパイプラインの崩壊を避けるために経験的に約 0.5m～1.0m の範囲の土被り厚で海底地盤内にパイプラインが埋設されている．ところが，海底天然資源が存在する海域は非常に気象条件の厳しい地域であることが多く，海底埋設パイプラインが設置される沿岸域は高波浪の影響を受ける場でもある．ここでは，波－地盤－構造物系の動的応答問題の一つとして波と海底埋設パイプラインの応答問題を取り上げる．すなわち，波により海底地盤上には周期的な変動水圧が作用し，海底地盤上に作用する変動水圧は地盤内に振幅減衰および位相の遅れを伴って伝播する．その結果，波浪場に設置される海底埋設パイプラインには，図-16 に示すような変動間隙水圧が作用し，波の峰の時にはパイプラインを下側に押し下げようとする力（図中の大きな矢印は合力の方向を示している）が作用し，逆に，波の谷の時にはパイプラインを上側に押し上げようとする力が作用す

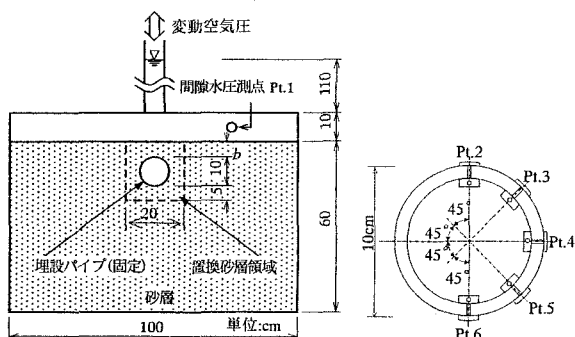


図-17 実験装置とパイプ周囲の間隙水圧測点

る。また、波の谷の時にはパイプ上の地盤の有効応力も減少し、パイプが浮上する際の抵抗力も減少する。

前野ら(1997, 2001a)は、図-17に示す装置の砂層内に埋設パイプを取り付けてパイプ周囲の間隙水圧を測定し、埋設パイプに作用する変動流体力を求めている。図-18はパイプ周囲の変動間隙水圧の変化を示している。この図より、砂層面上に作用する変動水圧は振幅減衰および

位相の遅れを伴ってパイプ周囲に伝播することがわかる。振幅減衰については、Pt.2からPt.3およびPt.5からPt.6のそれぞれの測点間での振幅減衰よりもPt.3からPt.5の測点間での減衰が大きいことがわかる。このことより、パイプ周囲の間隙水圧は、主に鉛直位置に依存していると考えられる。図-19はパイプに作用する変動流体力を示したものである。この図より、パイプには周期的な変動流体力が作用することがわかる。砂層面上の変動水圧が上昇する時にパイプには下向きの力が作用し、逆に、下降するときに上向きの力が作用する。実験ケースにより若干のばらつきはあるものの、変動流体力の振幅は0.1(kN/m)程度の大きさであることがわかる。仮に、実物の鋼製パイプのサイズが直径が1mで肉厚が2cmであるものとして、パイプが油で満たされている状況を想定して1/10縮尺模型を考えると、模型の自重は約0.11(kN/m)となる。本実験で得られた変動流体力の振幅はパイプの自重と同程度の大きさとなり、パイプにはかなり大きな変動流体力が作用することがわかる。また、変動水圧の周波数が小さくなるとパイプに作用する変動流体力が小さくなることや、図には示していないが、パイプ周辺を透水係数の大きな砂で置換するとパイプに作用する間隙水圧分布の振幅減衰及び位相の遅れが無くなり、パイプに作用する変動流体力を抑えることができることを明らかにしている。

4.2 パイプの浮上特性

前野ら(1998, 2001a)は、図-17と同じ試料容器内に移動可能なパイプを埋設し、パイプ周辺地盤の透水性、パイプの比重、パイプ上の土被り厚さの違いによるパイプの浮上特性を検討している。写真-6(a)～(c)はパイプの浮上の様子を実験装置の側面から撮影したものであり、それぞれ、実験開始時、実験開始後30分および40分経過した時点のパイプの浮上の様子を実験装置の側面から撮影したものである。また、写真-6(d)は、パイプ周辺砂層の移動状況を可視化するために、パイプ周辺に着色砂(豊浦標準砂を高温で焼いたものであり、比重は標準砂と同じである)を層状に配置し、実験開始後40分経過した時点で実験を中止し、その時のパイプ中央付近の砂層の断面を撮影したものである。まず、実験装置側面か

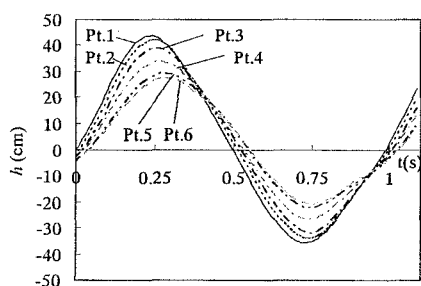


図-18 パイプ周囲の間隙水圧

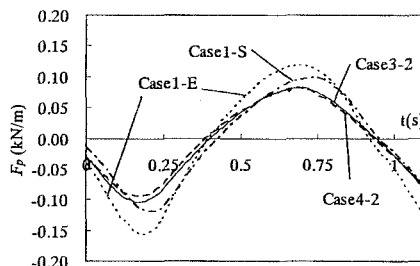
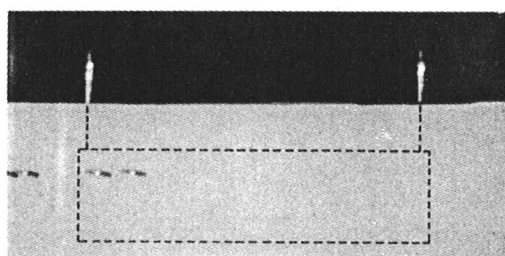
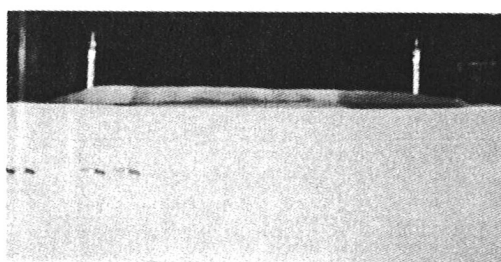


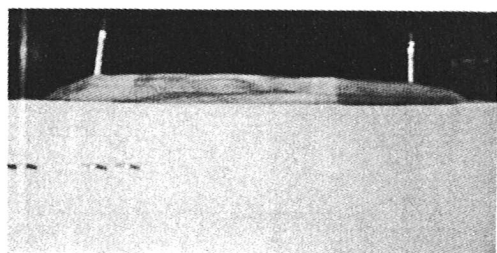
図-19 パイプに作用する変動流体力



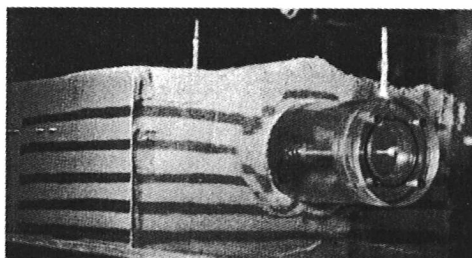
(a) 実験開始時 (破線は初期パイプ位置を示す)



(b) 30 分後



(c) 40 分後



(d) パイプ周囲の砂の移動状況

写真-6 埋設パイプの浮上の様子

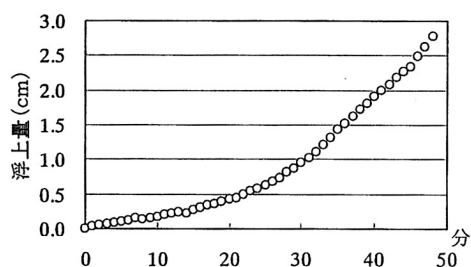


図-20 パイプの浮上量

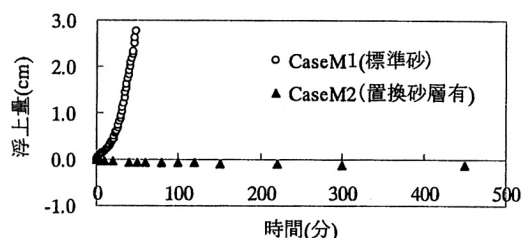


図-21 パイプの浮上量 (透水性の変化)

らの写真より、パイプの浮上に伴いパイプ上部の砂層が持ち上げられていることがよくわかる。つぎに、断面写真より、パイプ上部の砂層は上方向に持ち上げられ、逆に、パイプ側部の砂はパイプ下部方向へ移動していることがわかる。また、パイプ周辺砂層の移動は、パイプ周囲の限られた範囲で発生していることもわかる。図-20 はパイプの浮上量の時間変化を示している。この図より、パイプは実験開始後徐々に浮上し、約 30 分程度経過した時点から浮上速度を速めながら浮上することがわかる。このケースの場合、約 50 分経過した時点でパイプは完全に浮上した。

図-21 より、パイプ周囲を透水係数の大きな砂で置換すると、パイプに作用する変動流体力の発生を抑制できることが前節の固定したパイプの変動流体力測定実験により明らかされているが、移動可能なパイプを用いた本実験結果より、地盤の透水性をよくすることは変動流体力の発生防止のみならず、実際のパイプの浮上防止にもかなり効果があることが確認できる。

図-22 より、土被り厚が 2.5 cm の場合には、15 分程度と短時間で浮上しており、土被り厚が小さい場合にはパイプは急激に浮上することがわかる。土被り厚が大きくなるほどパイプは浮上しにくくなるが、土被り厚さを 7.5 cm とした場合においても、長時間変動水圧を作用させると(3000 分弱)パイプは完全に浮上した。このことより、土被り厚さを大きくするとパイプ上の土砂の押さえ効果によりパイプの浮上を抑制することができるが、その厚さが十分でない場合には長時間の変動水圧载荷によりパイプは浮上

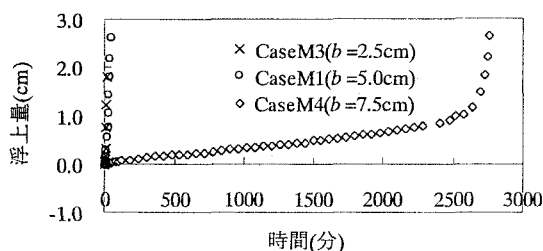


図-22 パイプの浮上量(土被り厚の変化)

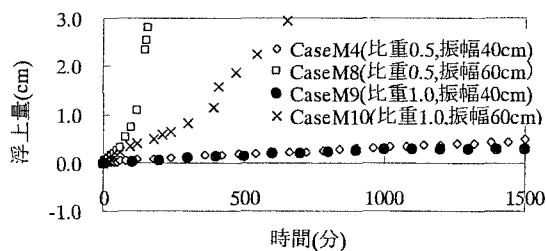


図-24 パイプの浮上量(変動水圧の振幅の変化)

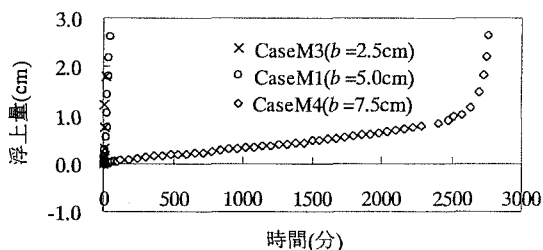


図-23 パイプの浮上量(パイプの比重の変化)

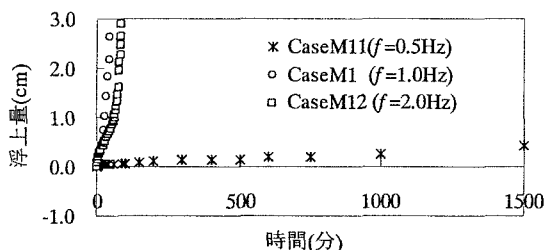


図-25 パイプの浮上量(変動水圧の周波数 f の変化)

することがわかる。

図-23 より、パイプの比重が大きくなるほどパイプは浮上しにくくなることがわかる。比重 1.0 の場合には、今回の実験では、完全には浮上しなかったが、実験終了時においてわずかながらパイプは上昇傾向にあり、さらに長時間変動水圧が作用すると、いずれ浮上するものと考えられる。比重 1.5 の場合には、パイプは全く浮上しないでわずかに沈下した。

図-24 は、土被り厚さが 7.5cm で比重が 0.5 および 1.0 の場合について変動水圧振幅の変化によるパイプの浮上量を示している。この図より、変動水圧の振幅が 40cm でパイプの比重が 0.5 の場合には、先にも述べたように長時間の変動水圧の作用により完全に浮上したが、変動水圧振幅が同じ 40cm で比重 1.0 の場合には、実験開始後 1000 分程度までは、わずかに浮上したが、1000 分以降は浮上しなかった。しかし、変動水圧振幅が 60cm と大きくなると、比重 1.0 の場合においても 500 分以上の変動水圧载荷によりパイプは完全に浮上する。このことより、変動水圧の振幅が大きくなるほどパイプは浮上しやすくなることがわかる。

図-25 は、変動水圧の周波数の変化によるパイプの浮上量の変化を示している。この図より、周波数が 0.5Hz の場合には、変動流体力測定実験の結果からもわかるように、パイプに作用する変動流体力が小さくなり、パイプは殆ど浮上しなくなる。しかし、1500 分载荷した時点で CaseM4 と同程度浮上しており、さらに载荷を続けると浮上するものと考えられる。周波数が 2.0Hz の場合には、85 分程度で完全に浮上した。完全に浮上するまでに要した時間は 1.0Hz の場合よりも長かった。これは、変動流体力の実験結果からもわかるように、周波数が 2.0Hz になると、1 秒間に作用する上向きの変動流体力の数は多くなるが、上向きの力の作用時間が短くなり、変動流体力が上向きに作用している間のパイプの浮上量が減少したためであると考えられる。

4.3 パイプの浮上過程のシミュレーション

埋設パイプの浮上機構を明らかにするための手法として、本研究では、3. と同様に、後藤ら(1994)

が、変動波圧を受ける海底地盤の挙動に適用している個別要素法を採用した。この方法は、地盤を複数のブロックの集合体としてモデル化するものであり、パイプを想定した要素を導入することにより、パイプの挙動を追跡することが可能になると考えられる。ここでは、2次元場を対象として砂粒子を均一径 2cm の球形要素とし、パイプを直径 10cm で球の直径と同じ厚さを有する円盤要素としてモデル化する(前野ら, 1998, 2001a)。図-26 は、CaseM1 の実験条件を適用した個別要素法による計算結果について、計算開始後 1/4 周期ごとの要素の移動状況を示したものである。左から 2 番目の列が変動水圧の峰の時間帯であり、右端の列が変動水圧の谷の時間帯である。この図より、計算開始後 0.5 秒まではパイプは殆ど移動しないが、砂層面上に作用する変動水圧が谷の時間帯となる 0.75 秒のときには、パイプは若干浮上していることがわかる。しかし、パイプに作用する変動流体力は周期的に変化するため、変動流体力が下向きに作用している時間帯では、浮上しかけたパイプは下方に押し戻されることがわかる。例えば、計算開始後 3 秒経過した時点ではパイプは浮上しているが、3.25 秒および 3.50 秒のときには、浮上しかけたパイプは再び下方に押し戻され、3.75 秒のときには再度浮上する。このように、パイプに作用する変動流体力の影響を受けて、パイプは周期的に上下しながら徐々に浮上することがわかる。とくに、パイプが浮上する時間帯にはパイプ周囲の砂要素がパイプ下部に移動するため、パイプは元の位置に戻るができなくなり、その結果、徐々にパイプが浮上していく様子が見られる。また、パイプの浮上に伴う砂の移動量についてみると、パイプ周囲の砂要素の移動量はかなり大きいことがわかる。このようにパイプ周囲の限られた範囲の砂の移動量が大きくなるという解析結果は、写真-6(d)の可視化の結果を比較的によく再現できているものといえる。

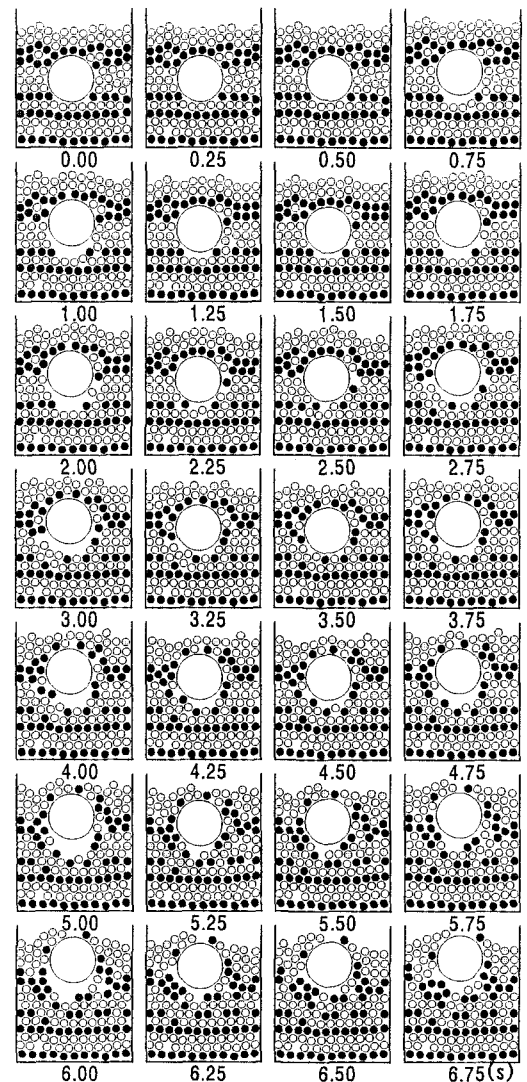


図-26 個別要素法によるパイプの浮上状況

4.4 パイプの浮上の予測

前野ら(1999, 2001a)は、パイプを静的に引っ張り上げる場合と変動水圧作用下の浮上とのパイプ周辺地盤の挙動の違いを検討し、変動水圧場におけるパイプ周辺砂層の状況と変動水圧を作用させなかったときとは異なった状況になっていることを明らかにしている。すなわち、図-27 より、実験初期の段階では変動水圧のような動的载荷時にはパイプ側方上部砂層に円弧状の明確なせん断面は現れず、パイプの浮上に伴い上部砂層がパイプ下部に落ち込む際にパイプ直上部に斜めにせん断面が現れることがわかる。また、パイプの浮上がさらに進行すると、静的载荷と同様にパイプ周囲に下に凸の放物線状のせん断面

が現れる。以上の結果から、変動水圧場における埋設パイプのつり合い条件について、静的なパイプのつり合い条件に加えて、以下のような動的载荷の影響を考慮する必要性があることを指摘している。

- ① 変動水圧場においてパイプに作用する変動流体力。
- ② パイプ上部砂層のせん断抵抗力の減少。
- ③ パイプ上部砂層の有効応力の減少。

これらの点を考慮して、式(9)の無次元量 F で示す力（以後浮上ポテンシャルと呼ぶ）のつり合い条件式により、パイプの浮上限界を検討している。この浮上ポテンシャル F の値が正の値となるときにはパイプは浮上する危険性があり、逆に負の時には、パイプは浮上しない。

$$F = \{F_p + W_p + \kappa(W_s^{(p)} + \mu T_s^{(p)}) - F_e\} / |W_R^{(p)}| \quad (9)$$

$$W_R^{(p)} = W_p + W_s^{(p)} + T_s^{(p)}, \quad \kappa = 0.94e^{-0.83(b/D_p)}$$

ここに、 $W_R^{(p)}$ ：静的なパイプの浮上抵抗力、 $W_s^{(p)}$ ：パイプの水中重量、 $T_s^{(p)}$ ：パンチタイプのパイプ上のせん断抵抗力、 F_p ：パイプに作用する変動流体力、 κ ：浮上抵抗力の割り増し係数、 μ ：静的なせん断抵抗力に対する低減率、 F_e ：パイプ上部砂層の有効応力の減少量の最大値、 b ：パイプ上の土被り厚、 D_p ：パイプの直径である。せん断抵抗力の低減率については前野ら(1999)の研究を参考にして 0.8 としている。また、変動流体力および有効応力の減少量については、変動水圧場における海岸堤防などの構造物周辺砂地盤における変動間隙水圧分布をよく説明できる 2.1 節で示した基礎式を有限要素解析する方法を採用している。

図-28 は、解析により得られたパイプ周囲の間隙水圧の変化を示している。砂層面上に作用する変動水圧は振幅減衰および位相の遅れを伴って伝播していることがわかる。この結果は図-18 で示した実験結果とよく一致しており、解析結果が妥当であることがわかる。図-29 は、解析結果より得られた砂層内の等間隙水圧分布および浸透力（水の単位体積重量×動水勾配により算出）分布を示している。この図は、砂層面上に変動間隙水圧の谷が作用するときの状況を示したものである。この図より、パイプ上面では間隙水圧は伝播しやすくなり、パイプ下面では間隙水圧が伝播しにくくなっていることがわかる。図-30 は解析結果により得られた変動流体力と実験結果を比較したものである。この図より、解析結果により得られる変動流体力は実験結果よりも若干位相が早くなるものの、実験値の示す傾向をよく再現できていることがわかる。

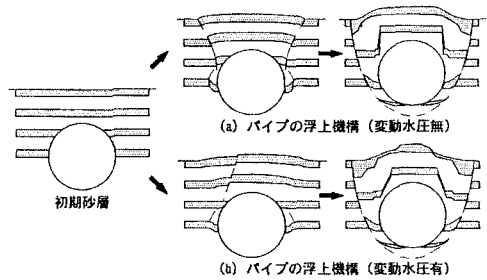


図-27 個別要素法によるパイプの浮上状況

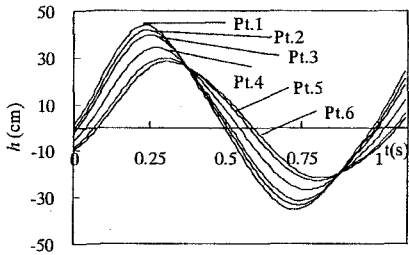


図-28 間隙水圧分布（解析）

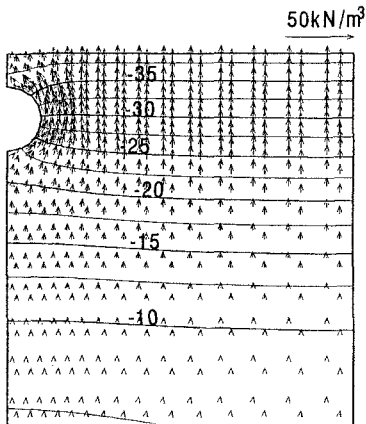


図-29 等間隙水圧分布、浸透力分布

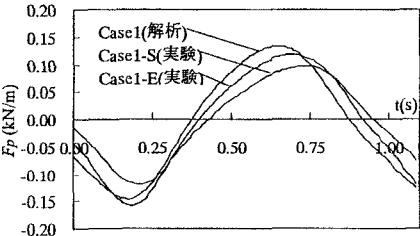


図-30 個別要素法によるパイプの浮上状況

図-31 は浮上ポテンシャル F の時間変化を示している。図より、CaseM1 の場合には浮上ポテンシャル F は変動水圧が谷の時間帯において正の値になっており、パイプは浮上することが予測される。同一条件下の実験では埋設パイプは実験開始後約 50 分経過した時点で完全に浮上しており（図-21 参照）、予測結果と実験結果が一致していることがわかる。また、パイプ周辺の砂を透水性の良い砂で置換した場合には F の値は正の値を示すことはなく、しかも、実験結果（図-21 参照）においてもパイプは全く浮上することにはなかった。

図-32 より、土被り厚が小さくなるほど F の最大値は大きくなり、しかも正の値をとる時間帯も長くなることがわかる。これらのケースの浮上量の変化をみると（図-22 参照）、土被り厚さが小さくなるほどパイプの浮上に要する時間が短くなっており、 F の値が示す傾向とよく一致している。CaseM4 の場合にはパイプの浮上にかかなり長時間要しているが、これは F の値が正になる時間帯が非常に短く、また、その値も小さかったためと考えられる。

図-33 より、比重が 1.0 より小さい場合には F は正の値を示しており、浮上する危険性があることを示している。しかし、比重が 1.5 の場合には F の値は正の値をとることはなく、浮上することはないと判断される。実験結果をみると（図-23 参照）、浮上する危険性があると判断された比重 0.5 と 0.7 については比較的短時間で浮上しており予測結果と一致していることがわかる。比重 1.0 については、今回の実験の範囲内では完全には浮上していないが、実験開始後 500 分経過した時点でやや浮上傾向がみられることから、さらに変動水圧を作用させると浮上していくものと考えられる。一方、比重 1.5 の場合には、実験終了時の段階でやや沈下傾向にあり、浮上する危険性はないことがわかる。

図-34 より、変動水圧の振幅が 40cm でパイプの比重が 0.5 の場合には、パイプは浮上する危険性があることを示しているが、変動水圧の振幅が同じで比重 1.0 の場合にはパイプの浮上の危険性がなくなると予測されることがわかる。しかし、変動水圧の振幅が 60cm と大きくなると、比重 1.0 の場合においても F は正の値をとるようになり、パイプは浮上する可能性がでてくることがわかる。これらのケースの予測結果と同一条件の実験結果と（図-24 参照）と一致する。

図-35 より、変動水圧の周波数が小さい 0.5Hz の場合においてもパイプは浮上する危険性があることがわかる。また、変動水圧の周波数が 2.0Hz と大きくなると、パイプの浮上の危険性が増すことがわかる。

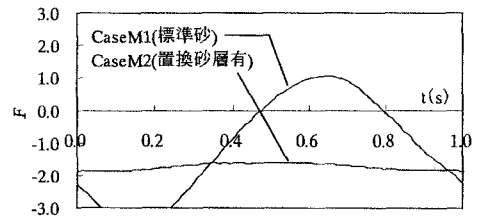


図-31 浮上ポテンシャル(透水性の変化)

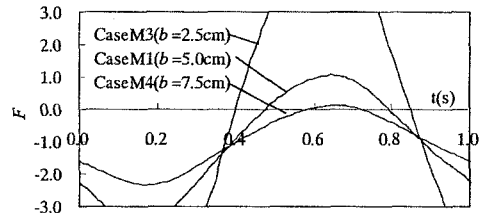


図-32 浮上ポテンシャル(土被り厚の変化)

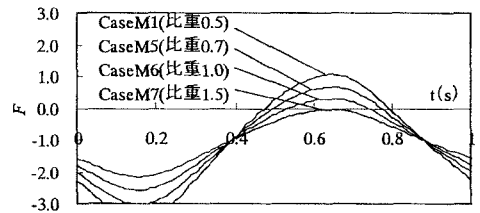


図-33 浮上ポテンシャル(比重の変化)

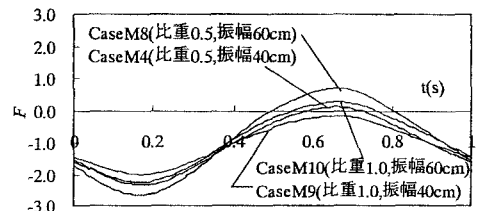


図-34 浮上ポテンシャル(振幅の変化)

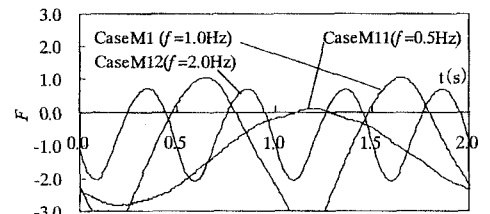


図-35 浮上ポテンシャル(周波数 f の変化)



写真-7 護岸裏込め土砂の流出による被災

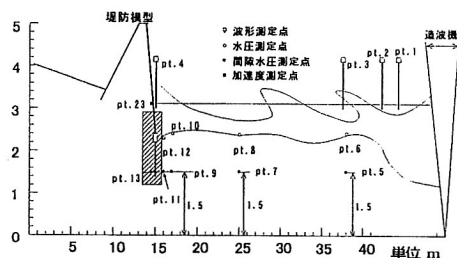


図-36 実験水路

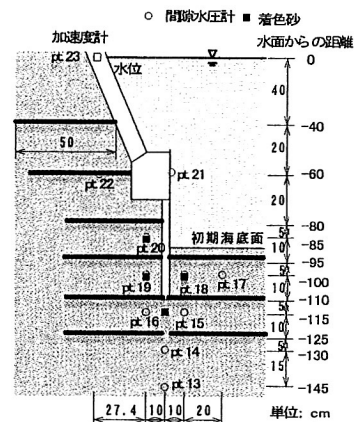


図-37 基礎工周辺部の計測点

これらの浮上ポテンシャルの示す傾向は、図-25 で示した同一条件下の実験結果と一致する。

5. 護岸裏込め土砂の流出の問題

高波浪時には写真-7 に示すように護岸裏込め土砂が流出して陥没する被害が多く見られる。また、ケーソンの継ぎ目に施工される防砂シートや防砂板の損壊に起因して人工海浜に空洞化が発生し、さらに陥没に至る場合があることが報告されている(高橋ら, 1995 ; 鳥居ら, 2002)。ここでは、このような高波浪による強度の変動水圧と護岸周辺地盤の挙動を明らかにし、石礫層フィルターによる目地からの裏込め土砂の流出防止効果を検討する。

5.1 高波浪場の波と堤防周辺地盤の挙動

岩崎ら(1995)や前野ら(1999b)は図-36 に示す長さ 150m、深さ 5m の大型の波浪水路に縮尺 1/5 程度 of 大型堤防模型を設置して波と堤防周辺地盤の相互応答を検討している。図-37 は基礎工周辺部の間隙水圧測点を示している。実験は入射波高 90.0cm、周期 4.0s、堤防前面初期水深 90.0cm の条件下で行われている。

図-38 は、波と地盤の挙動が顕著に現れている Case2 の一周期分 (造波開始後 8 波目) の堤防前面波高 (pt.4)、基礎前面水圧 (pt.21)、基礎前面間隙水圧 (pt.17, pt.18) の変化を示している。図-39 は、同じ時間帯のビデオ画像から読みとった海底地盤面の変位 (太い実線の矢印) を 0.2 秒置きに示している。また、図中には、画像から観察された基礎工周辺の波の挙動 (細い実線の矢印) も合わせて示している。これらの図より、堤防前面 (pt.4) の波高より、波が急激に上昇あるいは減少するときには、波は一様に増減しているが、波の峰や谷の付近では不規則な状態になっているのがわかる。これは周期 4.0 秒の波に、不規則な小さい波が載ったために生じたと考えられる。この不規則な小さい波が基礎工前面水圧および間隙水圧に与える影響をみると、波の谷ではほとんどその影響はないが、波の峰では、波のピークが 2 つ生じる現象が起きていることがわかる。基礎工前面水圧 (pt.21) についてみると、振幅は波高よりも減衰しているが、位相に関しては波高とほぼ一致していることがわかる。つぎに、間隙水圧についてみる。振幅については pt.21 の基礎工前面波高よりも pt.17, pt.18 の間隙水圧の方が減衰しているが、全体的な変化傾向は基礎工前面水圧とほぼ一致していることがわかる。なお、間隙水圧が急激に減少するとき (42.6 秒および 46.6 秒付近) に、間隙水圧が減少傾向にあるにもかかわらず、わずかに上昇する現象がみられる。この時

には、図-39 からわかるように堤防基礎前面付近で渦が発生している。この渦は、堤防前面の水位が減少するときに、基礎工上部に水流が衝突する際に生じるものであり、この渦の影響で間隙水圧が減少傾向にあるにも拘わらず水圧が上昇したものと考えることができる。

図-39 より堤防前面の水位変動と海底地盤の変形の関係をみると、概して水位が減少傾向にある場合には海底地盤は上昇し、逆に、水位が上昇傾向にある場合には海底地盤は沈下する様子が確認できる。しかし、堤防前面の波の動きは複雑で、しかも渦も発生しているため海底地盤が非常に複雑な挙動を示していることもわかる。以下では、この複雑な地盤の挙動を図-40 に示す pt.18 の間隙水圧とその上部の海底地盤面の変位（初期海底面からの絶対量）に着目して検討する。まず、間隙水圧が急激に減少する時間帯（42.2 秒～42.4 秒）に地盤は上向きに変形することがわかる。このことは一周期後の 46.2 秒～46.4 秒においても確認できる。逆に、間隙水圧が急激に上昇する時間帯（44.6 秒～45.0 秒）には海底地盤は下向きに変形することがわかる。地盤が上向きに大きく変形する時間帯は、上記の間隙水圧が急に減少する時間帯以外にも 44.4 秒～44.6 秒付近においてもみられる。この時間帯は、図-38 からわかるように、pt.18 の上部の水位が下がった状態から急に上昇する瞬間にあたる。このことより、水位が急に上昇するときにその下にある地盤が引っ張り上げられたことがわかる。このように、間隙水圧が急に上昇する時間帯に発生する地盤の挙動は、これまでの研究では明らかにされていなかった現象である。

5.2 DEM-FEM モデルによる裏込め土砂流出過程の解析

写真-8 は一様な変動水圧場において護岸裏込め土砂が流出する様子を示している。このように裏込め土砂が流出する過程の解析手法として、前野ら(2001b)は、時間の経過とともに変形する護岸前面および背後の砂面形状を考慮して、DEM(個別要素法)と FEM(有限要素法)を連成する以下のような方法を提案している。

まず、DEM の粒子位置から砂層表面位置を算出し、FEM 解析のための有限要素メッシュを作成する。粒子の移動により砂層表面位置が変化するため、砂層表面付近の粒子位置を考慮して、ある程度砂層表面が滑らかになるように新しいメッシュを作成する。得られたメッシュ

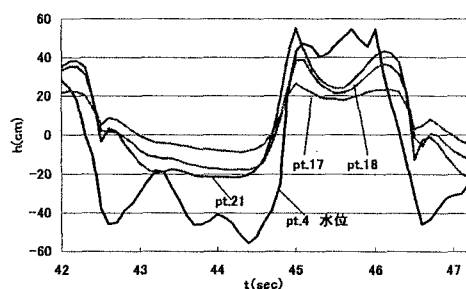


図-38 水位、水圧、間隙水圧

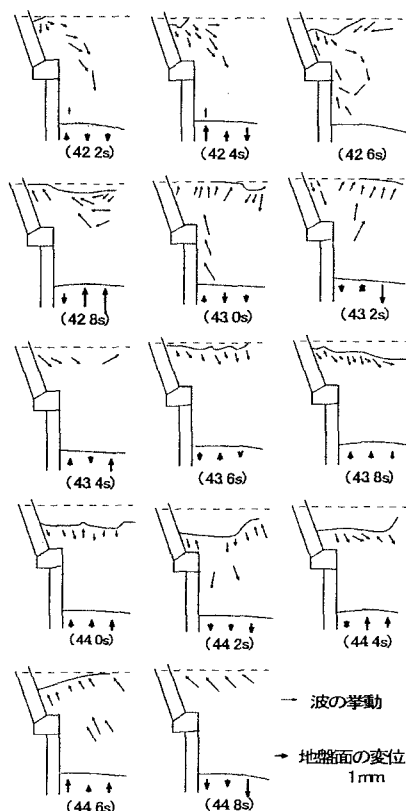


図-39 浮上ポテンシャル(周波数 f の変化)

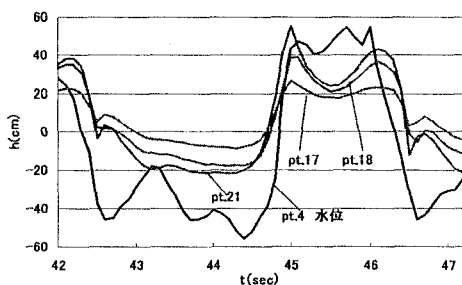


図-40 水位、水圧、間隙水圧

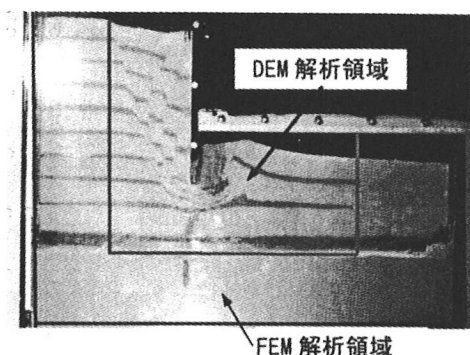


写真-8 裏込め土砂の状況と解析領域

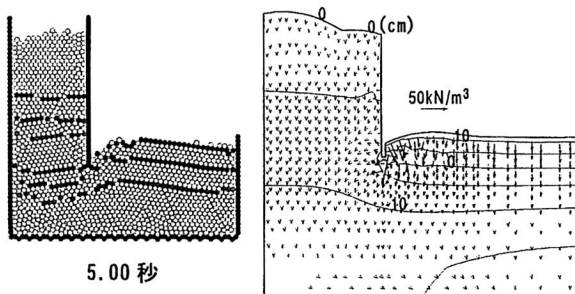


図-41 粒子移動状況および浸透力分布

を用いて $\Delta t = 0.01$ (s) で FEM 解析を行い、砂層内の間隙水圧分布を計算し、有限要素各メッシュの浸透力を算出する。DEM の解析領域にあるすべての個別粒子について、粒子の重心が、どの有限要素メッシュ内に存在するかを判定して粒子に FEM 解析により式(7)で求めた浸透力を加え、DEM 解析を $\Delta t = 0.0001$ (s) で 100 回繰り返す。ただし、粒子の接触判定を行い、接触していない粒子には浸透力を与えないことにする。この DEM 解析により護岸周辺

部の粒子は移動する。そこで、絶えず砂粒子の動きに合わせた浸透力を与えるため、再び DEM で得られた新たな粒子位置からメッシュを再構成する。メッシュを再構成すると、次のステップで有限要素解析する際の節点位置が変化するため、新しいメッシュ点の物理量を古いメッシュ点の物理量を内挿して求めておく。ただし、砂層表面等で内挿できない節点については、近傍の古いメッシュの節点値を与える。

図-41 は、写真-8 に示す DEM と FEM の解析領域を上述の連成手法により解析した結果を示している。図より、裏込め土砂が護岸前面に流出し、護岸前面の砂面が盛り上がっている様子が再現されている。また、FEM 解析による間隙水圧分布および浸透力分布も良好に再現されている。

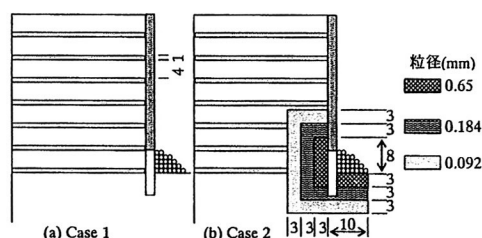


図-42 着色砂、逆フィルターの設置状況 (単位: cm)

5.3 裏込め土砂の流出防止策の検討

ケーソン目地やケーソン裏の埋め立て土砂の流出防止策として防砂板や防砂シートが用いられるが、これらの損壊により裏込め土砂が流出し、空洞化や陥没が発生することが高橋ら(1995)、前野ら(2002)、重村ら(2002)、鳥居ら(2002)により明らかにされている。ここでは、前野ら(2002)が提案している多層石礫フィルターによる防止策を紹介する。実験装置の護岸模型に目地部分が壊れたことを想定した隙間をあけて、図-42 に示すように護岸周辺地盤の可視化のための着色砂配置し、石礫フィルターがある場合とない場合について変動水圧作用下における裏込め土砂の流出の様子を検討している。石礫層は護岸目地部分から背後に向かって粒径を徐々に小さくし、各層厚 3cm で 3 層構造としている。写真-9 と 10 はそれぞれフィルターがある場合とない場合の裏込め土砂の流出の様子を示している。写真より、フィルターがない場合には実験開始直後から目地背後の裏込め土砂が流出し始め、写真のような護岸背後天端の陥没も生じた。一方、多層石礫フィルターを設置した場合には実験開始後 3 時間経過後も裏込め土砂の流出は見られず、多層石礫フィルターの有効性が確認できる。

図-43 は護岸目地が破壊した部分の等間隙水圧分布を 2.1 節で示した基礎式を 3 次元に拡張して解析し

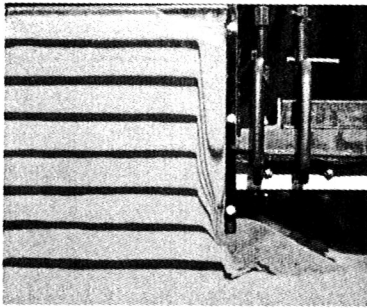


写真-9 裏込砂の移動状況 (Case1, 載荷 90 分後)

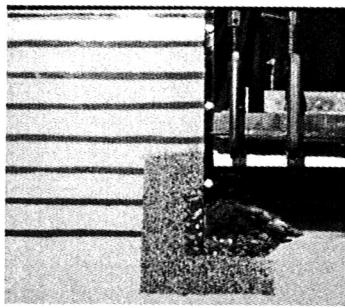


写真-10 裏込砂の移動状況 (Case2, 載荷 3 時間後)

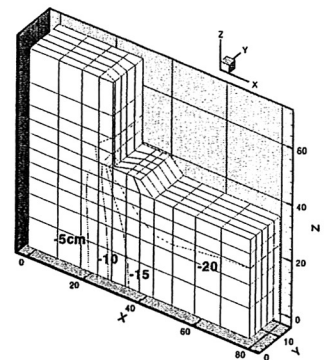


図-43 等間隙水圧線 (波の谷)

た結果を示している。図より、目地損壊部分から水圧が裏込め内に伝播している様子がわかる。

5.4 VOF-FEM モデルによる波と地盤の挙動解析

波と地盤の動的応答問題に関して、これまでの多くの解析では地盤部分のみに着目して波による変動水圧は微小振幅波理論から得られる流体力を与える場合が殆どであった。しかし、実際に構造物が破壊するような強度の波浪状態を考えると、非線形性の強い波も対象にする必要があることから、波の部分を VOF 法を用いて現実に近い解析解を与え、また地盤部分の解析に FEM を適用し、両者を連成させる方法が將ら(2000)や前野ら(2001c)により提案されている。前野ら(2001c)は造波水路を用いて VOF 法の適用性を検討している。図-44, 45 は護岸周辺の水位と水圧変動 (測点位置は図-46 参照) について実験値と VOF 法による解析値を示している。図より、VOF 法による解析結果は実験値とよく一致しており VOF 法を波浪場の再現ツールとして用いることの妥当性がわかる。図-47, 48 は護岸周辺地

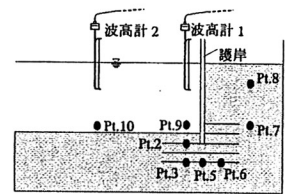


図-46 護岸周辺測点位置

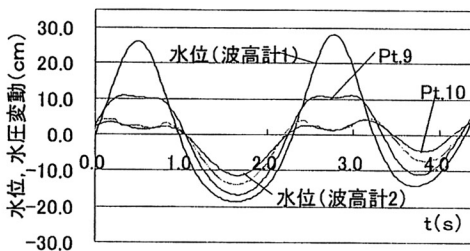


図-44 変動間隙水圧 (実験値)

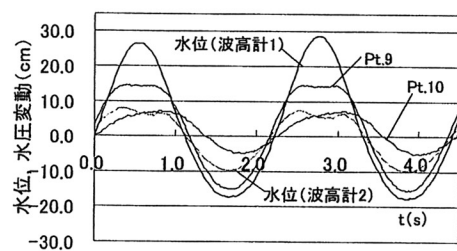


図-45 変動間隙水圧 (解析値)

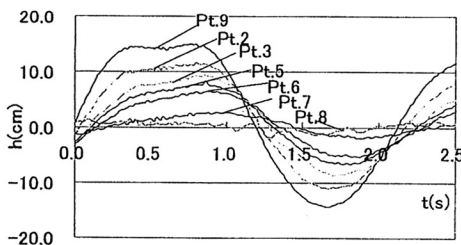


図-47 変動間隙水圧 (実験値)

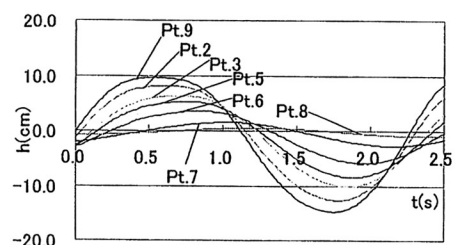


図-48 変動間隙水圧 (解析値)

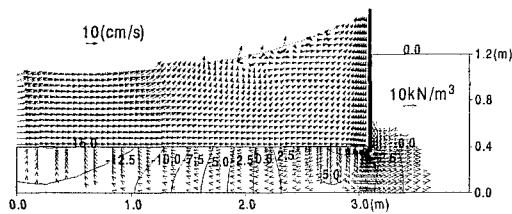


図-49 等間隙水圧線

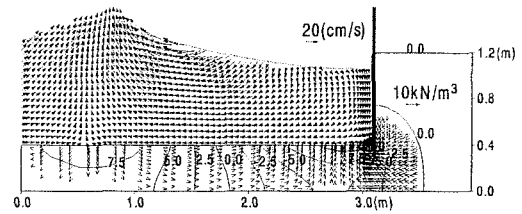


図-50 等間隙水圧線

盤内の間隙水圧分布の実験値とFEMによる解析値を示している。実験結果より、護岸前面に作用する水圧は護岸を回りこむように振幅減衰および位相の遅れを伴いながら伝播する様子がわかる。解析値も実験値が示すこれらの傾向をよく再現している。このことより、VOF法とFEM法を連成することの有効性がわかる。図-49, 50は護岸前面に波の峰と谷とがさしかかったときの流速分布と等間隙水圧、浸透力分布を示している。図より、波と地盤の相互応答の様子が視覚的にも理解できる。

6. あとがき

以上、変動水圧場における海底地盤の応答に関する基礎的な取扱い方法や現地で現れる具体的な問題を幾つか取り上げたが、波—地盤—構造物系の相互応答に関する現象は非常に複雑であり、解決しなければならない多くの課題も抱えている。今後、さらに研究が進展し、波—地盤—構造物系の現象が定量的に再現可能になり、安全な構造物設計に役立てていけるようになることを期待している。

参考文献

- 岩垣雄一, 西口松男, 奥田雄司(1993): 変動水圧による砂地盤と構造物の鉛直変位に関する研究, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.591-595.
- 岩崎福久, 田中茂信, 佐藤慎司, 名合宏之, 前野詩朗, 小谷裕司(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.
- 後藤仁志, 酒井哲郎, 富永圭司, 豊田泰晴(1994): 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, pp.596-600.
- 後藤仁志, 酒井哲郎(1995): 表層せん断を受ける砂層の動的挙動の数値解析, 土木学会論文集, No.521/II-32, pp. 101-112.
- 後藤仁志, 原田英治, 酒井哲郎(2001): 風倒木の漂流斜面崩壊過程に及ぼす影響, 水工学論文集, 第45巻, pp.721-726.
- 酒井哲郎, 後藤仁志, 山本哲也, 櫻村真直(1993): 水圧変動と振動流の同時作用下での砂地盤上のブロックの沈下, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.811-815.
- 酒井哲郎(1994): 海底地盤の波浪応答, 1994年度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-9-1-18.
- 酒井哲郎, 後藤仁志, 原田英治, 羽間義晃, 井元康文 (2001): 波浪による海底地盤の液状化が漂砂量に及ぼす影響, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.981-985.
- 酒井哲郎, 後藤仁志, 原田英治, 井元康文, 田中秀範(2002): 海底地盤の液状化による護岸前面捨石群の沈下過程, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.866-870.
- 將勤, 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.
- 鈴木高二郎, 高橋重雄(1997): 消波ブロック被覆堤のブロック沈下に関する一実験—マウンドとブロック下部の洗掘—, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.821-825.
- 鈴木高二郎, 高橋重雄, 山本泰司, 橋詰知喜, 姜閔求(2002): 防波堤背後に設置した人工浅場の波浪による液状化について, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.861-865.
- 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 (1984): 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集, pp. 77-133.
- 善功企 (1994): 海底地盤の挙動と基礎工の設計, 第12回海洋工学シンポジウム, 日本造船学会, pp.305-312.
- 高橋重雄, 鈴木高二郎, 姜閔求, 常数浩二(1997): 細粒砂地盤の波による液状化に関する一実験, 海岸工学論文集, 第44

巻, pp.916-920.

高橋重雄, 鈴木高二郎, 徳淵克正, 岡村知光, 下迫健一郎, 善功企, 山崎浩之(1995): 護岸の吸い出しに関する水理模型実験, 港湾技術研究所報告, 第35巻2号, pp.3-63.

高橋重雄, 鈴木高二郎, 村西佳美, 磯部雅彦(2002): 波・地盤・構造物の相互作用に関する $U-\pi$ 形式 VOF-FEM (CADMAS-SURF)の開発, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.881-885.

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.

土木学会海岸工学委員会(1984): 海岸波動【波・構造物・地盤の相互作用の解析法】, 土木学会.

鳥居謙一, 福濱方哉(2002): 波浪による砂層内における空洞の形成に関する模型実験, 変動水圧と水中地盤に関するシンポジウム, pp.55-60.

名合宏之(1982): 砂層内水圧変動と液状化, 1982年度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.

名合宏之, 前野詩朗, 佐々原秀史, 西岡操 (1990): 海岸ブロックの沈下防止に関する研究, 海洋開発論文集, Vol. 6, pp. 229-234.

名合宏之, 前野詩朗, 八幡泰史, 松本高之 (1992): 変動水圧による緩い堆積砂層の高密度化過程, Proceedings of The International Symposium on Ocean and Coastal Development '92, Pacifico Yokohama, Japan, Vol. 1, 43-48.

名合宏之, 前野詩朗, 清水雄一(1993): 変動水圧によるブロックの沈下にとまなう周辺砂地盤の流動の可視化, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.516-520.

名合宏之, 前野詩朗, 清水雄一, 山本哲雄(1994): 変動水圧場におけるブロックの沈下防止に関する研究, 海岸工学論文集, 第41巻(1), pp. 601-605.

名合宏之, 前野詩朗(1996): 1992年の鳥取県弓ヶ浜における海岸侵食の発生機構に関する調査研究, 自然災害科学, Vol.15, No.1, pp. 23-37.

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.

原田英治, 後藤仁志, 酒井哲郎, 大野正博(2002): ブロックの形状特性を考慮した被覆層破壊過程のシミュレーション, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.796-800.

前野詩朗, Waldemar Magda, 名合宏之(1997): 波浪下における海底埋設パイプラインに作用する変動流体力特性に関する研究, 海岸工学論文集, 第44巻, pp.796-800.

前野詩朗, 猿木広一郎, 星山知恵(1998): 波浪作用下における海底埋設パイプラインの浮上機構に関する研究, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.906-910.

前野詩朗, Waldemar Magda, 猿木広一郎, 星山知恵(1999a): 変動水圧場における海底埋設パイプラインの浮上限界に関する研究, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.966-970.

前野詩朗, 小谷裕司, 坪田裕至, 名合宏之(1999b): 高波浪場における海岸堤防周辺地盤の動的挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.961-965.

前野詩朗, Magda, W. (2001a): 変動水圧場における海底埋設パイプラインの浮上機構に関する研究, 土木学会論文集, II-57, No.691, pp.105-120.

前野詩朗・後藤仁志・坪田裕至・原田英治(2001b): DEM-FEMモデルによる変動水圧場における護岸周辺地盤の流動解析, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.976-980.

前野詩朗・藤田修司(2001c): VOF-FEMモデルによる護岸周辺地盤の動的挙動の検討, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.971-975.

間瀬 肇・酒井哲郎・西村喜弘・前野賀彦 (1988): 多孔質弾性体理論による防波堤に作用する揚圧力および周辺地盤内の変動間隙水圧の解析, 土木学会論文集, 第411号II-12, pp. 217-225.

水谷法美, Ayman M. Mostafa (1997): 波の非線形性を考慮した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44巻, pp.926-930.

宮本順司, 佐々真志, 関口秀雄(2000): 波浪による砂質地盤の液状化と流動変形過程, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.921-925.

宮本順司, 佐々真志, 関口秀雄 (2002): 波浪作用下における液状化の進展および凝固・圧密過程, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.846-850.

Biot, M. A. (1941): General theory of three dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 155-164.

Kolkman ed. (1988): Proceedings of the International Symposium on Modelling Soil-Water-Structure Interactions, IAHR.

Koshizuka, S., Nobe, A. and Oka, Y. (1988): Numerical analysis of breaking waves using the moving particle semi-implicit method, Int. J. Numer. Mech. Fluids, Vol.26, pp.751-769.

Nago, H. and Maeno, S. (1987): Pore pressure and effective stress in a highly saturated sand bed under water pressure variation on its surface, Natural Disaster Science, Vol. 9, No. 1, pp. 23-35.

Nago, H. Maeno, S., Matsumoto T. and Hachiman Y. (1993): Liquefaction and densification of loosely deposited sand bed under water pressure variation, Proceedings of 3rd. ISOPE, Vol.1, pp. 578-584.

Nago, H. and Maeno, S. (1984): Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure, Memoirs of the School of Engineering, Okayama Univ., Vol. 19, No. 1 pp. 13-32.

Yu, Y., Maeno, S. and Nago, H. (2001): Progressive liquefaction process of loosely deposited sand bed under oscillating water pressure on its surface, Journal of Geotechnical Engineering, No.680, III-55, 1-14.