

徳島大学工学部 正会員 北野 利一
 徳島大学工学部 正会員 中野 晋
 徳島大学大学院 学生員○菅原 啓司
 西松建設㈱ 正会員 高橋 努

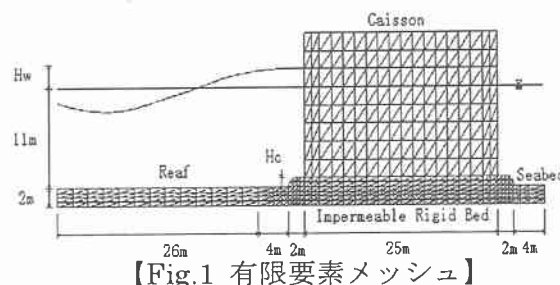
研究目的：防波堤の設計においては、滑動や転倒に対する安定性が非常に重要であり、以前より多くの研究がなされている。しかし、波力による荷重や砕波等の「外力」と、地盤の支持力および防波堤の自重等の「抵抗力」のつりあいを考えることによってその安定性を検討したものが多く、一方、波浪による水位変動により、海底地盤内の間隙水圧や有効応力の変動がもたらされ、地盤の上下端における位相差等により生じる上向きの圧力から、液状化が生じて災害につながることもある。そこで本研究では、間瀬らのモデル¹⁾を参考にしながら、リーフ上に設置された直立防波堤の前面に重複波が形成されている場合を考える。「外力」および「抵抗力」のつりあいに加え、変動水圧による揚圧力の影響を考慮するため、Biot の圧密方程式を用いて、防波堤の直下およびその周辺地盤における間隙水圧変動を有限要素法により解析し、それらの特性を検討することを目的としている。

支配方程式：海底地盤を気泡の混入を考慮した圧縮性流体で満たされた多孔質弾性体としてモデル化した Biot の圧密方程式²⁾を、波長 L 、角周波数 ω 、海底面での波圧振幅 P_0 、せん断弾性係数の代表値 G_0 を用いて無次元化した式は次のとおりである。

$$\frac{G}{G_0} \left\{ \nabla^2 V_x + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) \right\} - \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \cdots (1)$$

$$\frac{G}{G_0} \left\{ \nabla^2 V_z + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) \right\} - \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad \cdots (2)$$

$$\frac{KG_0}{\rho g L^2 \omega} \nabla^2 p - \frac{nG_0}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) = 0 \quad \cdots (3)$$



【Fig.1 有限要素メッシュ】

ここに、 $V = (V_x, V_z)$ ：土粒子の変位ベクトル、 p ：間隙水圧、 G ：せん断弾性係数、 ν ：ポアソン比、 ρ ：間隙流体の密度、 β ：間隙流体の有効体積弾性係数、 K ：速度の次元をもつ透水係数、 n ：間隙率、 ∇ ：勾配ベクトル、 t ：時間であり、海底面に沿って波の伝播方向に x 軸、海底面に鉛直下向きに z 軸をとる。(1)～(3)式に 1 次の基底関数を線形内挿し、Galerkin 法を用いて定式化を行う。

解析条件：Fig.1 は、解析領域および座標系を示したものである。防波堤は直線的に無限に続いており、波は防波堤に対して直角に入射して重複波が形成され、現象は 2 次的であると仮定する。海底地盤（砂層）の下層部は不透水層とし、湾内側に波はない。すなわち、越波および透過は考えない。一方、初期条件としては、土粒子変位と変動間隙水圧をすべて 0 とし、時間刻みは入射波周期の 1/24 倍である。計算は 2.1 周期分行い、結果の安定する 2 周期目以降を使用する。湾外側の砂層表面およびマウンド表面で、面に平行な応力が 0、砂層底部で、 $V_x = V_z = 0$ 、 $\partial p / \partial z = 0$ 、湾外側側方境界で、海底面と同じ圧力、湾内側側方境界で、 $V_x = V_z = p = 0$ 、湾内側の砂層表面および直立部、天端で、 $p = 0$ とした。

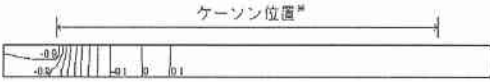
波、砂基礎地盤、コンクリート部の諸条件：入射波の条件として、周期 T 10 秒、波高 H を 1～3 m の幅で 3 種類とした。砂層の土質定数は、 $\nu=0.33$ 、 $n=0.28$ 、 $G=1.5 \times 10^8 (\text{N/m}^2)$ 、 $K=10^{-3} (\text{m/s})$ 、 β を $9.5 \times 10^6 \sim 9.5 \times 10^8 (\text{N/m}^2)$ の幅で 3 種類、ケーソンの材料定数は、 $\nu=0.20$ 、 $n=0.10$ 、 $G=10^{10} (\text{N/m}^2)$ 、 $K=10^{-10} (\text{m/s})$ 、

$\beta=9.5 \times 10^7(\text{N/m}^2)$ とした。

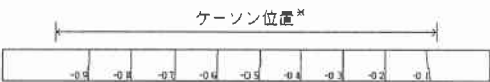
主要な結論：1) Stiffness Ratio の影響：Stiffness Ratio とは、水のみかけの弾性率に対する土の堅さを表す無次元量であり、 m と記す。いま、 $\beta=9.5 \times 10^6(\text{N/m}^2)$ のとき、 $m=13.0$ 、 $\beta=9.5 \times 10^8(\text{N/m}^2)$ のとき、 $m=0.13$ をとる。Fig.2, Fig.3 は、砂層内部の応力分布を示したものであり、図中の値は底面波圧振幅で無次元化した値である。これによると、 m が大きくなると、砂層内の圧力勾配も増加することが分かる。

2) 根固めブロックの高さによる影響：根固めブロックの高さ H_c を 1 m, 2 mとしたときの、最低水位における砂層内部の応力分布を Fig.4, Fig.5 に示した。両者を比較するとほとんど差がなく、 H_c の影響はほとんどないことが分かった。

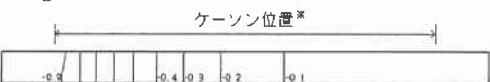
3) 湾外側根固めブロックの安定性：揚圧力の影響が最も大きいと思われる、 $m=13.0$ 、波高 3 m の場合を考える。Fig.6～Fig.9 において、縦軸の s とは、単位面積あたりに作用する圧力を、根固めブロックの高さ、幅および水の単位体積重量で除した値であり、根固めブロックの単位体積重量が変化するものと考えれば、その見かけ上の比重の変動分としての取り扱いが可能となる量である。また、図中



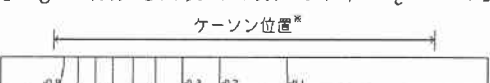
※ 根固めブロックを含む
【Fig.2 有効応力分布(最低水位, $m=13.0$)】



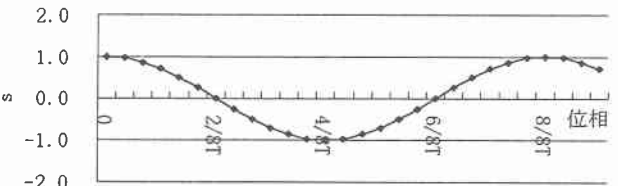
【Fig.3 有効応力分布(最低水位, $m=0.13$)】



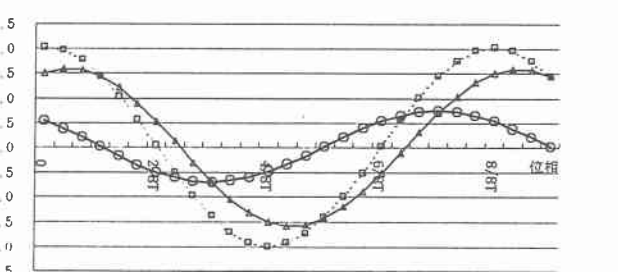
【Fig.4 有効応力分布(最低水位, $H_c=1\text{m}$)】



【Fig.5 有効応力分布(最低水位, $H_c=2\text{m}$)】

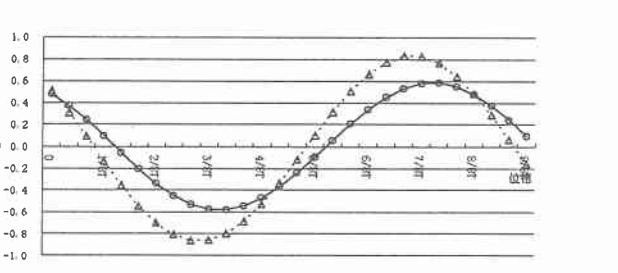


【Fig.6 湾外側根固めブロック中央部における波圧振幅】



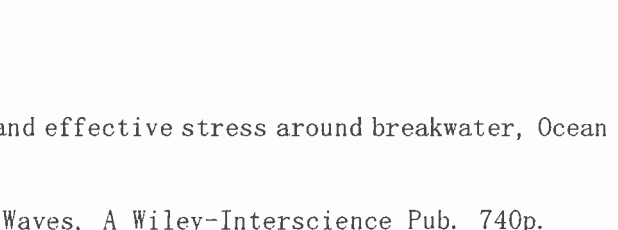
【Fig.7 各位相における揚圧力の変化($H_c=1\text{m}$)】

において、細い実線は下面、点線は上面での合力、太い実線は上下面に作用する圧力の合力を表している。Fig.7, Fig.8 において合力は、いずれも最大で $s=-0.7$ 程度の値をとる。これは仮に根固めブロックの比重が 2.5 であるとした場合、浮力が 1、揚圧力が 0.7 となり、根固めブロックのみかけの比重が 0.8 となることを表している。また、 H_c が変化しても、両者にほとんど差がみられず、合力への影響はほとんどないと思われる。



【Fig.8 各位相における揚圧力の変化($H_c=2\text{m}$)】

次に、根固めブロックを中央で左右の 2 つに分割し、それぞれにおける合力を比較する。Fig.9 において、実線は湾外側、点線は直立壁側を示している。直立壁側の s 値は、湾外側のそれを越えており、不安定となりやすい傾向がある。



【Fig.9 各部の各位相における揚圧力の変化($H_c=1\text{m}$)】

参考文献

1) H. Mase et al. (1994): Wave-induced porewater pressures and effective stress around breakwater, Ocean Engng. Vol. 21/No. 4 pp. 361-379
2) C. C. Mei (1983): The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves, A Wiley-Interscience Pub. 740p.