

波浪場にある消波構造物を支持する砂地盤の流動特性と その防止に関する研究

三浦清一*・横浜勝司**・川村志麻***・田中則男****

1. ま え が き

海洋構造物-地盤系の安定問題においては、波浪条件/構造物/支持地盤の相互の力学作用が複雑であるため破壊の形態を特定することは極めて難しい。例えば、海洋構造物が被災するときには同時に海底地盤の変形も生じるが、波浪条件および構造物の幾何学的条件によって様々な形態をとるようである。このような複雑な動的力学挙動を解明するには、波力-構造物の変位関係のみでなく、地盤力学の知識を取り入れて、構造物被災時の海底地盤の変形を把握することが重要である。そこで本研究では、これらの動的安定問題を解明するために、二次元平面ひずみ模型土槽試験装置(三浦ら, 1996)を用いて、繰返し荷重を受ける構造物を支持する砂地盤の流動特性を詳細に調べた。また模型砂地盤内に剛な矢板を設置した状態での繰返し荷重試験を実施し、その流動破壊の阻止効果についても併せて検討している。

2. 試験装置と試験方法

本研究で用いた試験装置は、図-1に示すような二次元平面ひずみ模型土槽(長さ2000 mm, 高さ700 mm, 幅600 mm)、構造物に作用させる波浪力を再現する繰返し荷重装置(鉛直および水平方向)、構造物周辺の変動水圧を再現させる変動水圧装置および各制御装置からなり、これらを用いて繰返し鉛直荷重および水平荷重試験を行った(三浦ら, 1996)。

本研究での模型地盤には豊浦標準砂($\rho_s = 26.1 \text{ kN/m}^3$, $\rho_{d\max} = 16.0 \text{ kN/m}^3$, $\rho_{d\min} = 13.2 \text{ kN/m}^3$)が使用され、サンドホッパーを介した空中落下法により、所定の相対密度 D_r の模型砂地盤を作成している。引続き、土槽底部より通水し地盤を飽和させた。なお模型地盤の深さ H は土槽底面から400 mmとしている。

模型地盤内には間隙水圧計を深さ方向100 mm間隔、水平方向200 mm間隔に計9個設置している(図-1参照)。

模型構造物は幅100 mm, 高さ100 mm, 奥行き580 mm, 重量0.127 kNの直方体であって、底面にサンドペーパー(G 120)を貼り接触面を粗としている。

なお本研究では、地盤の側方流動を阻止し模型構造物の変位量(沈下量あるいは水平移動量)を減少させることを目的として模型地盤中に図-2のような矢板を設置した状態で、繰返し鉛直載荷試験(三浦ら, 1995; Kawamuraら, 1997)を行った。

矢板は不透水性(a図)と透水性(b図)の2種類を用いている。両矢板とも砂との接触面を粗にするため、サンドペーパー(G 120)が貼り付けられている。図示のように、矢板の設置位置は模型構造物の端面から70 mm 及び190 mmとし、この距離を T_w としている。深さは200

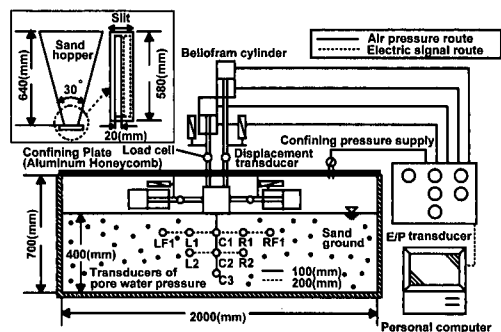


図-1 模型土槽試験装置

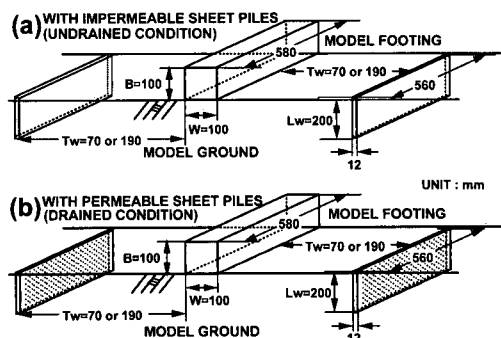


図-2 矢板設置図: (a) 不透水性矢板(非排水条件), (b) 透水性矢板(排水条件)

* 正会員 工博 室蘭工業大学教授 工学部 建設システム工学科

** 正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 土木科

*** 正会員 工修 室蘭工業大学助手 工学部 建設システム工学科

**** 正会員 工博 (株)テトラ 常務取締役

mm に設定し、これを L_w としている。なお本研究では、矢板自身が沈下および水平移動しないように矢板を固定している。

3. 試験結果と考察

3.1 矢板設置時の強度特性

矢板設置時における地盤の繰返し強度挙動を調べるため、図-3 に繰返し鉛直載荷試験時の、模型構造物底部中心に生じたモーメント M と沈下量比 S_{vmax}/W (三浦ら, 1996) が 3 % に至るに必要な繰返し回数 N_c の関係を示す。模型地盤の相対密度 D_r は 50 % である。 $T_w=190$ mm 時では $T_w=0$, $L_w=0$ 時と比べても、それほど変化は見られない。一方 $T_w=70$ mm 時では、矢板の透水性(permeable)、不透水性(impermeable)に関わらず、強度が増加している。つまり矢板が固定されている条件では、地盤強度の増加傾向は、設置距離 T_w のみに影響されることが伺えるようである。

そこで矢板の設置距離と地盤の強度特性の関係を詳細に調べるために、 T_w とモーメントの増加割合 M/M_0 の関係を図-4 に示す。ここで M_0 は $T_w=0$, $L_w=0$ 時のモーメントであり、本研究では繰返し回数 $N_c=2000$ 回における値を用いている。なお $T_w=0$ 時の値として構造物に側壁 ($t_w=12$ mm, $l_w=50$ mm) を設置したときの値 (三

浦ら, 1996) をプロットしている。この図より T_w が減少するにつれて、明らかに強度が増加するのが見られる。一方、矢板の透水性、不透水性による違いは顕著ではない。これより、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の強度特性は、矢板の設置位置 T_w に大きく依存することが示された。

3.2 矢板設置時の間隙水圧挙動

ここで、地盤強度の増加傾向が最も顕著であった $T_w=70$ mm 時の矢板設置付近での間隙水圧挙動を調べてみる。図-5(a), (b) はそれぞれ不透水性矢板、透水性矢板設置時の繰返し回数 $N_c=1000$ 回, 2000 回時の間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ (間隙水圧 Δu を有効土被り圧 σ'_{vo} で正規化) の分布を示している。

構造物の傾斜方向とは逆側の矢板付近で間隙水圧の蓄積が顕著である(三浦ら, 1996)。不透水性矢板設置時(a 図)では、矢板付近で $\Delta u/\sigma'_{vo} \approx 0.8$ となり液状化の可能性も考えられる。一方、透水性矢板設置時(b 図)でも矢板付近での若干の蓄積が見られるが、不透水性矢板ほど顕著ではない。

本模型実験においては矢板が変位しないため、間隙水圧の蓄積に関わらず、地盤強度が増加する結果が得られたが、矢板が固定されない場合では、矢板付近での間隙水圧の蓄積によって矢板自体が土と同時に流動する可能

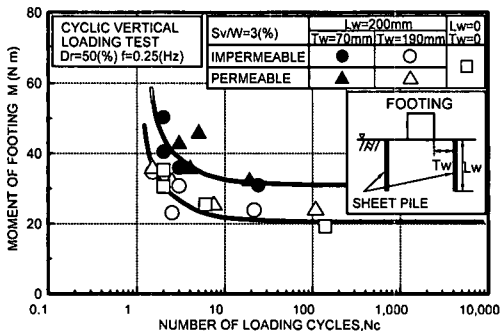


図-3 矢板設置による地盤強度特性の変化

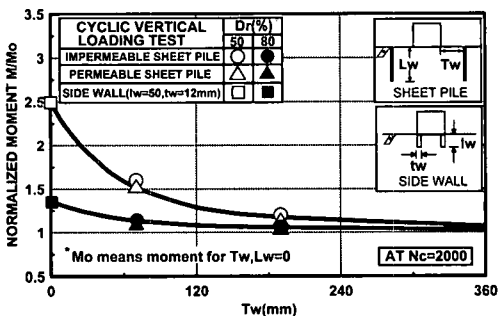


図-4 T_w によるモーメント強度の変化

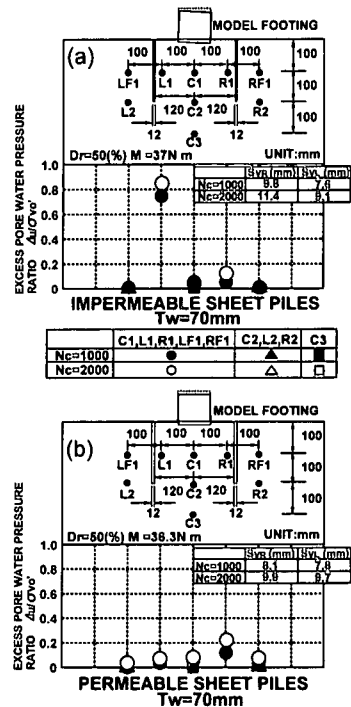


図-5 間隙水圧分布図: (a) 不透水性矢板設置時, (b) 透水性矢板設置時

性がある。したがって矢板を透水性にし、間隙水圧を消散させることは海底地盤の安定性を高める上で重要であると思われる。

3.3 繰返し載荷試験における地盤内水平変位

本模型試験において、繰返し荷重を受ける構造物を支持する砂地盤の流動特性を定量化するために、模型地盤の深さ 100 mm までに直径 1.9 mm のスパゲティを左右 25 mm 間隔に 8 本挿入した (Kawamura ら, 1997)。測定点は 1 本のスパゲティについて、深さ方向に 25 mm 間隔の計 5 点であり、それらの水平変位を計測した。計測は繰返し回数 N_c が 100, 200, 500, 1000, 1500, 2000 回に達した時点で行った。図-6(a), (b) は一例としてそれぞれ繰返し鉛直載荷試験, 繰返し水平載荷試験の繰返し回数 N_c が 100 回および 2000 回時の変形状態を示したものである。繰返し荷重を受けた構造物が沈下するのに伴って、スパゲティが外側にはらみでる様子が確認できる。

このような地盤の変形特性を定量化するために、模型構造物の沈下量および測定された水平変位から計算される土量をそれぞれ沈下土量 V_p , 側方流動土量 V_δ と定義し (図-7 参照), これらの値に基づいて地盤の流動特性を考察する。なお同図には、構造物の沈下量 (S_{VR} , S_{VL}),

水平移動量 (S_{HR} , S_{HL}), および載荷装置に取付けられた変位計による鉛直変位計測値 (Y_R , Y_L) の関係も示している。

3.4 繰返し載荷試験における土量測定結果

a) 繰返し鉛直載荷試験

図-8 は、相対密度 $D_r=50\%$ 時の繰返し鉛直載荷試験 (矢板無し) および矢板設置時 ($T_w=70$ mm) における V_p , V_δ の経時変化を示している。各土量とも繰返し回数 N_c が比較的初期の段階 ($N_c=100\sim200$ 回程度) で急激に発生し、その後 $N_c=2000$ 回までは徐々に増加する傾向にある。これは、構造物に外力が作用した直後に側方流動が発生し、構造物が沈下することを示している。しかし矢板を設置することによって、 V_p および V_δ の発生割合が減少している。これより、矢板設置時に地盤の強度が増加するのは、側方流動土量の発生量の減少が主な原因であると考えられる。

したがって、海洋構造物に波浪力が作用した直後の海底地盤の変形状態を把握することは、海洋構造物-地盤系の安定性を論じる上で重要である。

b) 繰返し水平載荷試験

本研究では、繰返し水平載荷試験においても土量変化の測定を実施し、載荷方法の違いによる土量発生特性の

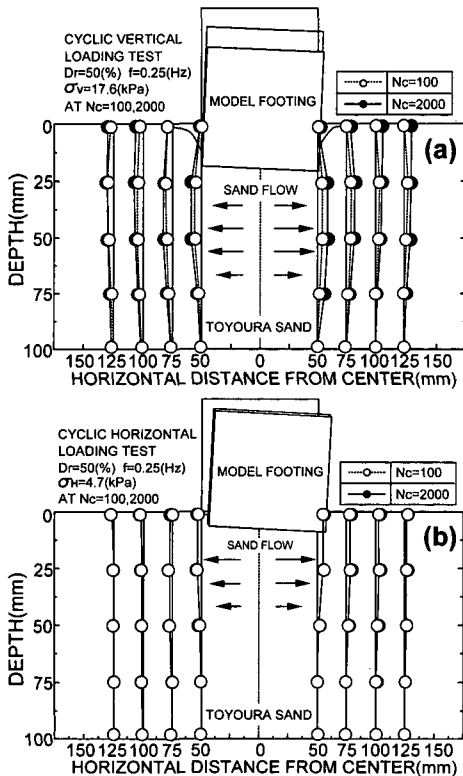


図-6 地盤内変形状態: (a) 繰返し鉛直載荷試験, (b) 繰返し水平載荷試験

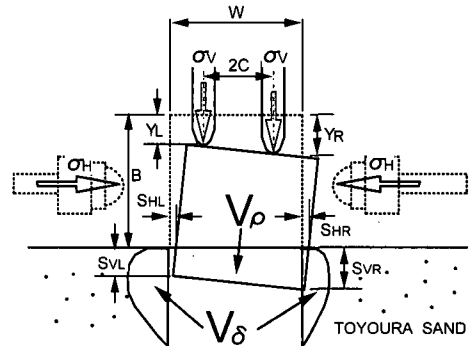


図-7 側方流動土量および沈下土量の定義

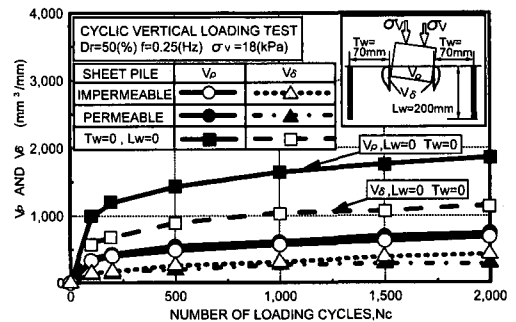


図-8 繰返し鉛直載荷試験時の土量発生量の経時変化

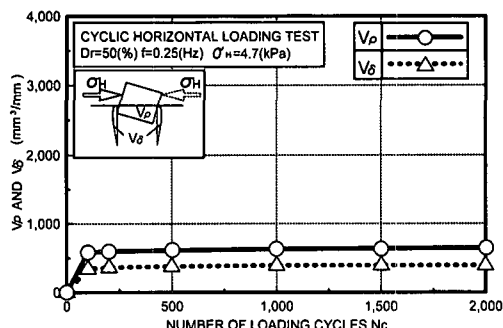


図-9 繰返し水平載荷試験時の土量発生量の経時変化

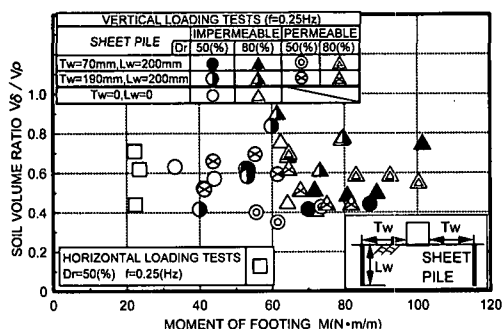


図-10 土量比と載荷モーメントの関係

変化について検討を加えている。その結果を以下に示す。

図-9は、相対密度 $D_r=50\%$ における繰返し水平載荷試験における各土量の経時変化の一例である。繰返し鉛直載荷試験の場合と比較すると、各土量の発生量は少ないが、繰返し回数 N_c が 100~200 回程度で急激に発生する傾向は鉛直載荷試験時と同様である。

したがって、載荷方向の違いすなわち鉛直、水平という相違があっても、載荷初期段階に発生する土量が地盤の安定性問題において重要な役割を担っているように思われる。

c) 側方流動土量 V_b と沈下土量 V_p の関係

上述のように側方流動土量 V_b および沈下土量 V_p の発生パターンは、載荷方法の違いによって変化しないことが明らかになった。そこで構造物の変位と砂地盤の流動特性の関係を詳しく調べるため、側方流動土量 V_b と沈下土量 V_p の相対的な関係を調べてみる。

側方流動土量を沈下土量で除した値 V_b/V_p (以下土量比と称する) と模型構造物底部中心に生じた単位奥行き当りの載荷モーメント M の関係を図-10に示す。ここで用いた土量比 V_b/V_p はそれぞれの試験で求められたものの中の最大値である。図-10より、繰返し鉛直載荷試験(矢板設置時、非設置時)および繰返し水平載荷試験での違いは認められず、土量比は多少ばらつきながらも

0.4~0.8の範囲に収まり、載荷モーメント M とのユニークな関係は見られない。また矢板の性質、相対密度 D_r による影響も見られないようである。したがって、側方流動土量 V_b と沈下土量 V_p の相対的な関係は載荷方法、載荷モーメント M の大きさおよび地盤の相対密度 D_r には影響されず、ほぼ一定値を示すと見える。

4. 構造物変位量の推定式

4.1 推定式の誘導

構造物の変位量および支持地盤の変形特性を簡便な位置での変位測定値のみで推定できることは有用である。ここでは、前述までの土量測定結果を用いて、構造物の変位量を推定する式を誘導し、その有効性について検討する。まず式を誘導するに当たって、支持地盤の変形挙動を図-11のように単純化する。構造物底端部の沈下量 (S_{VR} , S_{VL}) の卓越する方を S_{Vmax} 、左右の水平移動量 (S_{HR} , S_{HL}) の卓越する方を S_{Hmax} として、 S_{Vmax} と V_p 、 S_{Hmax} と V_b がそれぞれ以下の関係にあると仮定する。

$$\text{沈下土量} \quad V_p = C_p (W \cdot S_{Vmax}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{側方流動土量} \quad V_b = C_b (H \cdot S_{Hmax}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで W は構造物幅、 H は地盤深さ、 C_p および C_b はそれぞれ沈下および側方流動に関する形状係数である。

ここで構造物天端での任意の2地点の沈下量測定値を Y_R , Y_L とし、さらに幾何学的関係(三浦ら, 1996)を用いると、以下の式を誘導できる。

$$S_{Vmax} = \{ Y_R + (W/2 - c)(Y_R - Y_L)/2c + a((Y_R - Y_L)/2c)^2 / (1 - (V_b/V_p) \cdot (C_p/C_b)(W/H)(Y_R - Y_L)/2c) \} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$S_{Hmax} = (V_b/V_p)(C_p/C_b)(W/H)S_{Vmax} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに $2c$ は沈下量測定点間の距離である(図-7参照)。

式(4)に含まれている土量比 V_b/V_p は前述した図-10の関係から 0.4~0.8 の値をとることが分かっている。そこで次に、沈下および側方流動に関する形状係数 C_p , C_b について考察を加える。

4.2 推定式中の形状係数 C_b , C_p について

推定式に含まれている形状係数 C_p , C_b が載荷方法および載荷応力の大きさにどのように影響されるかを調

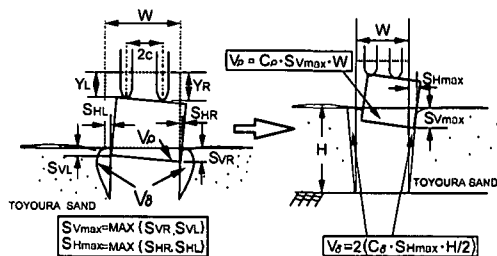


図-11 地盤変形挙動のモデル化

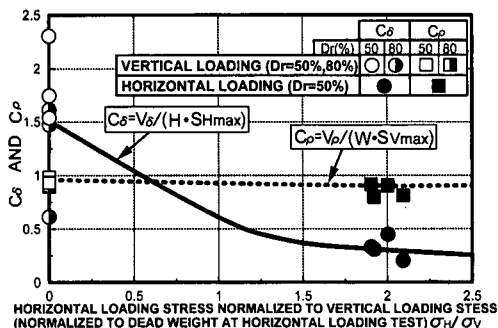


図-12 形状係数と応力比の関係

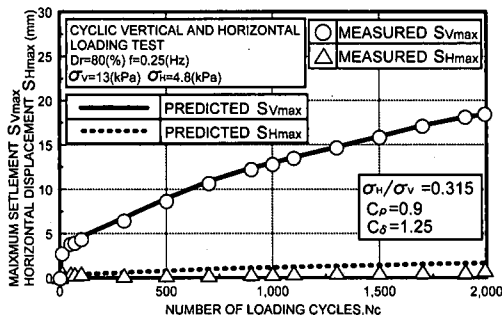


図-13 試験結果と推定結果の比較

べるために、図-12に C_ρ 、 C_δ と水平載荷応力 σ_H を鉛直応力 σ_V (繰返し水平載荷時は構造物の自重を底面積で除したも)で正規化した値 σ_H/σ_V の関係を示した。沈下に関する形状係数 C_ρ は応力比 σ_H/σ_V によらず0.9程度で一定の値をとるようであるが、側方流動に関する形状係数 C_δ については、水平載荷応力が増加するにつれて値が減少する傾向が見られる。この結果、 C_ρ 、 C_δ を用いている推定式は、水平荷重が卓越すると構造物の水平変位も大きくなるという傾向を再現できているようである。

4.3 推定結果と模型実験結果との比較

ここで、誘導された推定式の有効性を調べるために、本模型試験の結果と推定式による計算結果とを比較する。

この試験で載荷した荷重は、波高が3.0mに対応するように鉛直応力および水平応力を組合わせて載荷した試験である(三浦ら, 1996)。図-13に実験結果と推定値を併せて示している。図中のマーカー(○印および△印)が模型構造物の変位量 S_{Vmax} および S_{Hmax} である。一方、この推定値を計算する上で用いた形状係数 C_ρ 、 C_δ は図-12から、各々0.9、1.25であり、その計算結果は図中の各曲線で示している。両者を比較すると、沈下量および水平移動量ともに、ほぼ一致しているのが見られる。したがって本推定式は、構造物の変位を推定する上で有効であると考えられる。

5. 結 論

(1) 波浪力のような繰返し荷重を受ける消波構造物

の沈下は、地盤の側方流動によるところが大きい。側方流動を阻止し、構造物-地盤系の安定性を高めるためには矢板を設置することも有効であると思われる。その場合、矢板の設置位置に十分な配慮がなされるべきである。

(2) 矢板によって支持地盤の強度を高める際には、矢板付近での間隙水圧を消散させる工夫(矢板を透水性にするなど)が必要になると考えられる。

(3) 応力比 σ_H/σ_V に依存する形状係数 C_ρ 、 C_δ を含む消波構造物の変位量推定式を誘導した。また、この推定式の計算結果と模型試験の計測結果との間に良い一致が見られた。このように地盤のダイレイタンス特性を考慮した推定式は、海洋構造物被災時における支持地盤の流動化機構の解明において、有用な手がかりを与えるものであると考えられる。

最後に実験・データ整理に宮浦征宏、長谷一矢(室蘭工業大学大学院)、長畑智(十和田市)各氏の協力を得た。記して深甚なる謝意を表する。

参 考 文 献

- 三浦清一・田中則男・近藤俊郎・川村志麻・佐藤勝弘(1995): 消波構造物を支持する地盤の波浪による流動化機構の研究, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 1016-1020.
- 三浦清一・川村志麻・田中則男(1996): 波浪を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 1016-1020.
- S. Kawamura, S. Miura, S. Yokohama, Y. Hagihara (1997): Wave-induced flow deformation of seabed bearing Structure, Proc. of ISDPFG (in press).