

波浪力を受ける砂地盤の変形特性を考慮した 海洋構造物の変位量推定法

三浦清一*・横浜勝司**・川村志麻***・宮浦征宏****

1. ま え が き

波浪場にある構造物支持地盤では、波浪力/構造物/支持地盤の相互作用が複雑であり、それらの破壊形態を特定することは難しい。このような複雑な動的力学挙動を解明するためには、地盤力学の知識を取り入れながら、海洋構造物-地盤の変形挙動を推定することが極めて重要である。

このような背景から本研究では、波浪力のような繰返し荷重を受ける砂地盤の変形特性とそれを支持層とする海洋構造物の変位量を把握することを目的として、二次元平面ひずみ模型土槽を用いた模型試験を実施した。なお、過去に実施した基本的な試験(繰返し鉛直載荷試験, 繰返し水平載荷試験)の他に、波浪力作用時の地盤内応力状態を再現した試験を行い、海底砂地盤の変形特性について考察している。またその結果を基に、海洋構造物の変位量を推定する方法の妥当性を検討している。

2. 試験装置および模型地盤作成法

本研究で用いた試験装置は、二次元平面ひずみ模型土槽(長さ 2000 mm, 高さ 700 mm, 幅 600 mm), 構造物に作用する波浪力を再現させる繰返し載荷装置(鉛直方向, 水平方向), 構造物周辺地盤の変動水圧を再現するための変動水圧装置, および各々の制御装置からなる(図-1 参照)。鉛直方向および水平方向の繰返し載荷装置には、それぞれ 2 組の変位計とロードセルが具備されており、模型構造物の変位量と作用する荷重が随時測定できるようになっている。

模型地盤は豊浦標準砂($\rho_s = 26.1 \text{ kN/m}^3$, $\rho_{d\max} = 16.0 \text{ kN/m}^3$, $\rho_{d\min} = 13.2 \text{ kN/m}^3$)を空中落下法によって堆積させ、所定の相対密度($D_r = 50, 80\%$)の砂地盤(地盤厚 $H_s = 400 \text{ mm}$)になるように作成した。また土槽底部より通水し模型地盤の飽和化を計った。

さらに構造物と地盤の相互作用によって生じる地盤内の間隙水圧の変化を把握するために、図示のように間隙

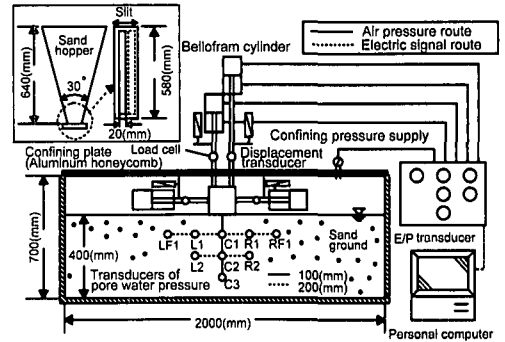


図-1 試験装置

水圧計を設置した。なお設置位置と設置個数は、模型地盤表面から深さ 100 mm の位置に 5 個, 深さ 200 mm に 3 個, 深さ 300 mm に 1 個の計 9 個であり、それぞれ隣合う間隙水圧計の水平方向の設置間隔は 200 mm である。

模型構造物は幅 100 mm, 高さ 100 mm, 奥行き 580 mm, 重量 0.127 kN であって、模型地盤との接触条件を完全粗とするために底面にサンドペーパー (G 120) を貼りつけている。

これらの装置および地盤材料を用いて一連の試験を行い、波浪場にある構造物-地盤系の変形特性の解明を試みた。

3. 試験方法

3.1 繰返し鉛直載荷試験および繰返し水平載荷試験

本試験は、波浪力のような繰返し荷重を受ける地盤の基本的な力学挙動を調べるために行ったものである。例えば繰返し鉛直載荷試験では、繰返し鉛直載荷装置の 2 本のロッドを交互に動かすことで、模型構造物に周期 4 秒の半正弦波荷重を与えている。これらの試験方法は既論文(川村ら, 1997)に詳述されている。本報では繰返し鉛直載荷試験 (CYCLIC VERTICAL LOADING TEST) を CVL, 繰返し水平載荷試験 (CYCLIC HORIZONTAL LOADING TEST) を CHL と称している。

3.2 波浪力作用時の地盤内応力状態を再現した試験

本研究では、地盤内の任意点における応力が実波浪場と模型試験で相似になるように、鉛直方向および水平方

* 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
**** 学生会員 工 修 室蘭工業大学大学院 建設工学専攻

向の繰返し荷重を適切に組合せて載荷することにより、波浪場の再現を行うことを試みた(三浦ら, 1995; 宮浦, 1998)。例えば図-2(a)のように、実波浪場において幅 B 、高さ D の構造物に波高 H の波が作用した時に、海底地盤内に発生する応力を $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}, u\}^T$ とする。また図-2(b)のように、模型試験においては模型構造物(幅 B_m 、高さ D_m)に作用させる左右の繰返し鉛直力を (P_{VL}, P_{VR}) 、左右の繰返し水平力を (P_{HL}, P_{HR}) 、変動水圧を σ_c として、これらの組合せによって生じる模型地盤内の応力を $\{\sigma\}_m = \{\sigma_{zm}, \sigma_{xm}, \tau_{xzm}, u_m\}^T$ と考える。本試験では、実波浪場と模型試験で発生する地盤内応力が、 $\{\sigma\}_m = (1/\kappa)\{\sigma\}$ の関係になるような (P_{VL}, P_{VR}) 、 (P_{HL}, P_{HR}) 、 σ_c を模型構造物に載荷しようとするものである。ここで σ は垂直応力、 τ はせん断応力、 u は間隙水圧であり、 $\{\cdot\}^T$ は転置マトリックスを表す。

図-3は載荷方法の一例を示しており、高さ・幅が 20 m の構造物に波高 7.5 m、周期 10 s の波が作用したときの地盤内応力(構造物直下 20 m の位置)を、 $\kappa=15$ の条件で模型地盤内(模型構造物直下 100 mm の位置)に発生させるための繰返し荷重 (P_{VL}, P_{VR}) 、 (P_{HL}, P_{HR}) 、 σ_c の時間的变化として例示している。なおここでは、載荷する繰返し鉛直力の最大値を P_{Vmax} (ここでは 0.214 kN) として、 (P_{VL}, P_{VR}) 、 (P_{HL}, P_{HR}) 、 σ_c を P_{Vmax} で正規化した値で示している。このような載荷条件の試験 (WAVE REPRODUCTION TEST) を以下、WRT と略称する。

なお CVL, CHL および WRT 試験での繰返し載荷は 2000 回まで継続し、各計測値による模型構造物の変位量推定の検討を行っている。

3.3 各変形量の測定および記号の定義

図-4は構造物-地盤系の変形特性を把握するために用いる変位量の定義を示したものである。鉛直および水平繰返し載荷装置に設置されている変位計により測定される水平および鉛直方向の左右の変位測定量を、それぞれ (X_L, X_R) および (Y_L, Y_R) として、幾何学的関係(三浦ら, 1996)から構造物の沈下量 S_{VL}, S_{VR} および水平移動量 S_{HL}, S_{HR} を計算している。ここでは、それぞれ卓越する方の変位量を S_{Vmajor}, S_{Hmajor} と定義し、構造物の変位量としている。なお図中の c は鉛直荷重作用点と中心線間の距離、 a は地盤表面から水平力作用点までの距離、 B は構造物幅、 D は構造物高さである。

また、スパゲティを模型地盤内の深さ 100 mm まで 8 本挿入し、その水平方向変位量を測定することによって、地盤内の変形量を評価している(三浦ら, 1997)。具体的には、繰返し載荷回数 N_c が 100, 200, 500, 1000, 1500, 2000 回時に、深さ 0, 25, 50, 75, 100 mm におけるスパゲティの水平変位量を測定した(図-4 参照)。なお各試験は、挿入されたスパゲティの曲げ剛度がほとんど失わ

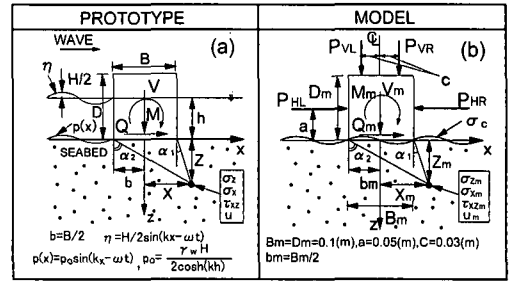


図-2 波浪場地盤内に発生する応力の再現

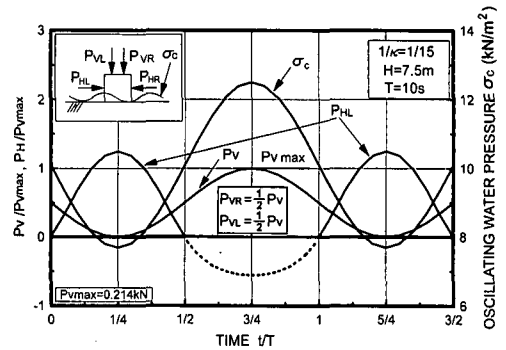


図-3 模型試験 (WRT) の載荷方法の一例 (波高 7.5 m)

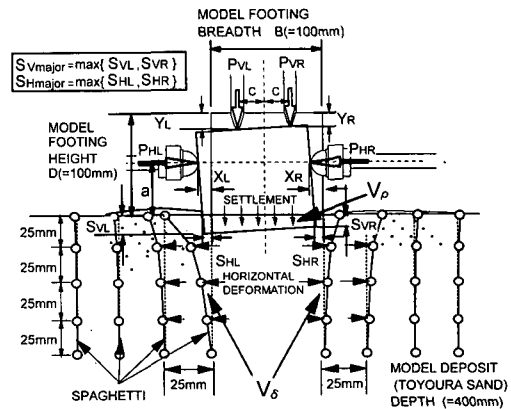


図-4 記号の定義 (模型構造物変位量, 変位土量)

れた状態 (初期曲げ剛度 $4.0 \times 10^{-5} \text{ N/m}^2$ の 2% 以下) で開始された。これらの方法によって得られた変位量を用いて、地盤内の変形を表現するために必要な沈下土量 V_p および側方流動土量 V_s を算出している。図示のように、沈下土量 V_p および側方流動土量 V_s はそれぞれ構造物が沈下した部分の面積、地盤が水平方向に変形した部分の面積を単位奥行当たりの体積として示している。

これらの値から、構造物-地盤系の変形特性を評価することを試みた。

4. 試験結果と考察

4.1 構造物・地盤系の変形特性

波浪力作用時の構造物—地盤系の変形特性を調べるために、WRTにおける繰返し回数 $N_c=100$ および 2000 回の模型地盤内の水平変位量を測定した結果を図—5 に示す。ここで用いた波浪の条件は、波高 6.5 m, 周期 10 s である。

図より、構造物が沈下および水平移動するにつれて砂は構造物の傾斜する方向に側方流動的に変形していく様子が伺える。すなわち、模型構造物が移動した方向の地盤内水平変位が増大していくようである。

次に、模型構造物の変位量 S_{vmajor} , S_{Hmajor} および地盤に発生した変化土量 V_p , V_s の時間的変化を図—6 に示す。なお模型構造物直下 100 mm 地点 (C1) の間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ (発生間隙水圧 Δu を有効土被り圧 σ'_{vo} で除した値) を同時に示した。

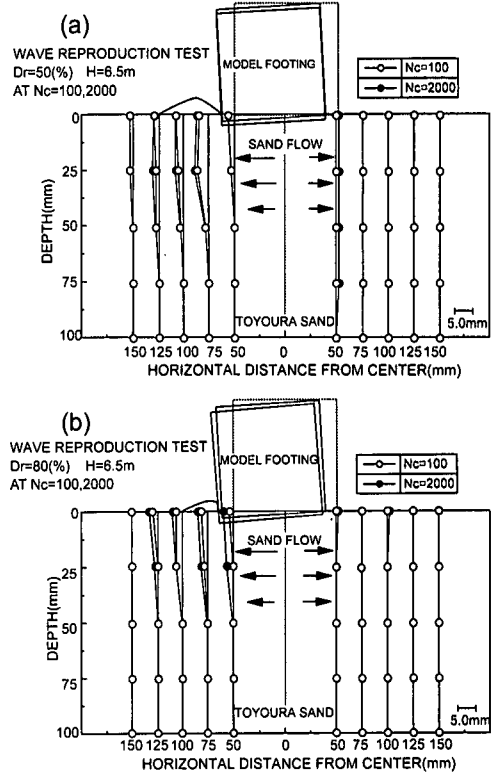
構造物の水平移動量 S_{Hmajor} は载荷の初期段階で急激に増加するが、その後は $D_r=50\%$ ではほぼ定常的な状態、 $D_r=80\%$ では徐々に増加するという密度に依存した挙動を呈している。一方沈下量 S_{vmajor} は、基本的に水平移動量と同様の傾向を示しているが、载荷初期段階で急増した後も、徐々に増加している。また地盤内変位の測定結果から沈下土量 V_p , 側方流動土量 V_s の増加も認められる。特に相対密度 $D_r=50\%$ の結果では、構造物の水平移動量がほぼ一定になっているにもかかわらず、側方流動土量 V_s も増加している。これは地盤が側方流動的な変形を呈していることを示すものであろう。さらに土量の増加とともに間隙水圧の蓄積も見られており、海洋構造物のような水平方向に卓越して移動する構造物を支持する地盤では、間隙水圧の上昇を伴う側方流動が発生する可能性もあり得ることが指摘されよう。

したがって、構造物の沈下量より水平移動量の方が卓越する場合にも地盤内に変形が認められることから、海底地盤の変形特性を正確に評価することは、波浪場の安定性問題を論じる上で重要である。

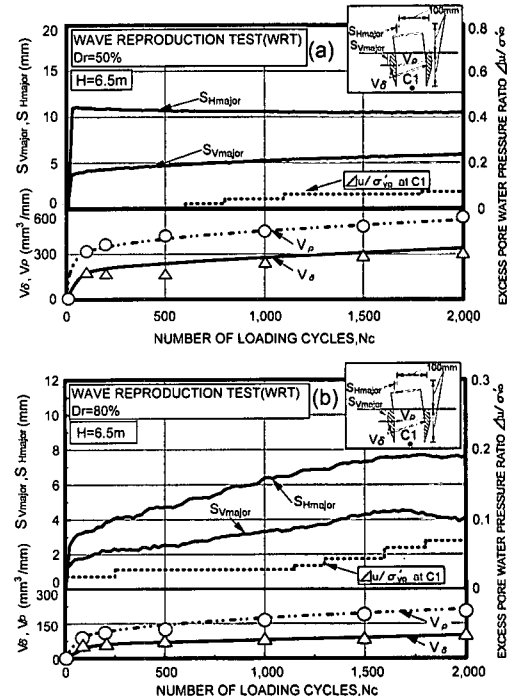
4.2 構造物変位量の推定について

これまで、波浪場にある海底地盤の応力状態を再現した模型実験での構造物および地盤の変形挙動について述べた。ここでは、それらの情報を基に海洋構造物変位量の推定を試みる。

簡便な位置での構造物の変位測定値を用いた構造物変位量の推定法については、過去の研究 (三浦ら, 1997) において提案されており、繰返し鉛直载荷試験および繰返し水平载荷試験の結果を用いてその妥当性の検証を行っている。その結果、i) 発生する沈下土量 V_p , 側方流動土量 V_s はそれぞれ構造物の沈下量 S_{vmajor} および水平



図—5 地盤の水平変位 (WRT) : (a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$



図—6 変位量, 土量の時間的変化 : (a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$

移動量 $S_{H\text{major}}$ と一義的な関係にあるとみなすことができる, ii) 土量 V_ρ , V_δ を用いた変位量推定式による算定結果は, 海洋構造物の変位量を良く推定する, 等の事実が明らかになっている。ここでは, 海底地盤の応力状態を再現した模型実験 (WRT) の結果を用いて, 推定式の妥当性をさらに検討してみた。

4.2.1 構造物変位量の推定方法

本研究では, 構造物の変位量と土量の間, 以下のような関係が成立つと仮定した。

$$V_\rho = C_\rho \cdot B \cdot S_{V\text{major}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$V_\delta = C_\delta \cdot H_s \cdot S_{H\text{major}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで, B は構造物幅, H_s は地盤厚さ, C_ρ および C_δ はそれぞれ沈下および側方流動に関する変形パラメータである。これらの仮定および構造物の幾何学的な条件 (三浦ら, 1997) から, 以下のような関係式が誘導される。

$$S_{V\text{major}} = \frac{Y_R + \left(\frac{B}{2} - c\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2c}\right) + a \left(\frac{Y_R - Y_L}{2c}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{V_\delta}{V_\rho}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2c}\right)\right\}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$S_{H\text{major}} = \left(\frac{V_\delta}{V_\rho}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) S_{V\text{major}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

式 (1)～(4) 中の C_ρ , C_δ を調べるために, 図-7(a), (b) にそれぞれ $V_\rho - B \cdot S_{V\text{major}}$, および $V_\delta - H_s \cdot S_{H\text{major}}$ の関係を示している。図中には試験方法が異なることによる変形パラメータの違いを調べるために, 繰返し鉛直載荷試験 (CVL), 繰返し水平載荷試験 (CHL) による結果もプロットしている。

C_ρ , C_δ は, ともに CVL および CHL の値よりも WRT の方が小さな値となっていることがわかる。特に側方流動に関する係数 C_δ ではその傾向が顕著である。しかし, いずれの試験においても構造物の変位量と土量の間に関係が成立ち, かつ直線の勾配は一定とみなすことができる。したがって, ここでは式 (1)～(4) の変形パラメータ C_ρ , C_δ は構造物の変位量に影響されない値として考えることができる。またその値として, 構造物-地盤系の破壊モードに応じたものを用いることで, 実際の変位量を推定できそうである。

本推定式では, 変形パラメータ C_ρ , C_δ の他に, 沈下土量に対する側方流動土量の比 (土量比: V_δ/V_ρ) が用いられる。そこでこの土量比と模型構造物底面中心に発生するモーメントの関係を図-8 に示した。地盤の相対密度 Dr は 50% および 80% である。なおモーメントは, 模型構造物底面中心点から鉛直載荷ロードおよび水平載荷ロードまでの距離と作用している荷重の大きさの積で算出されている (挿入図参照)。

繰返し鉛直載荷試験 (CVL) および繰返し水平載荷試

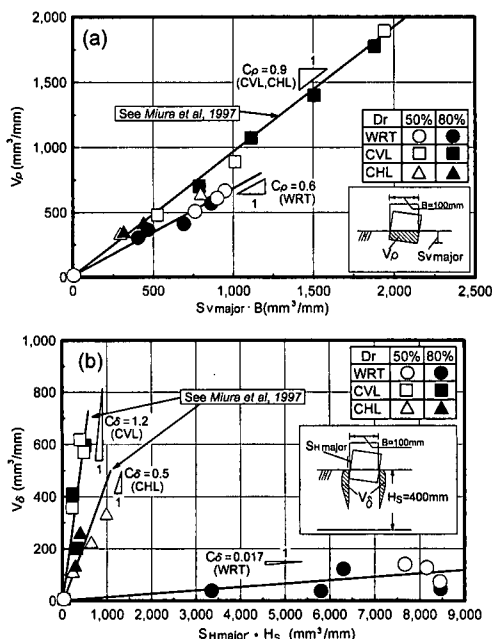


図-7 変形パラメータ: (a) C_ρ , (b) C_δ

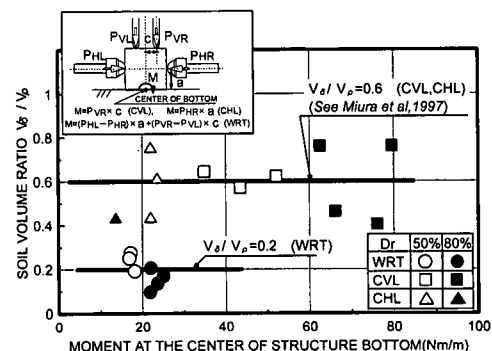


図-8 土量比 V_δ/V_ρ とモーメントの関係

験 (CHL) では, 土量比の値は $V_\delta/V_\rho = 0.4 \sim 0.8$ の範囲にある。なおこの場合の土量比を $V_\delta/V_\rho = 0.6$ ($0.4 \sim 0.8$ の平均値) として予測を試みたところ, 実測値と推定値とは比較的良好な対応が見られている (川村ら, 1997; 三浦ら, 1997)。一方 WRT 試験の土量比は $0.1 \sim 0.3$ 程度にあり, CVL や CHL に比べて小さな値をとるようである。

WRT 試験のように, 鉛直力と水平力が組合わさって構造物に作用する場合, 支持地盤の変形は単純な繰返し鉛直力または繰返し水平力の単独の載荷時とは異なり, 図示のように土量比に差が現れている。したがって土量比は, 地盤の破壊モードによって変化する値であって, 構造物変位量の推定を行う上では, 破壊モードに対応した土量比の値を用いることが必要であろう。

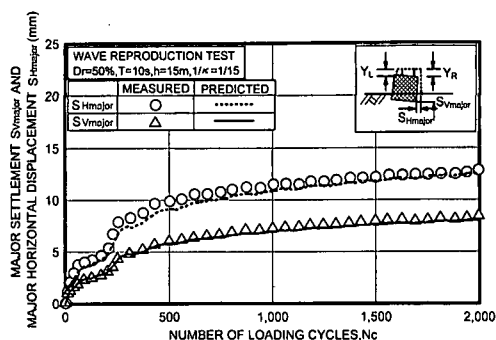


図-9 試験結果 (WRT) と推定結果の比較

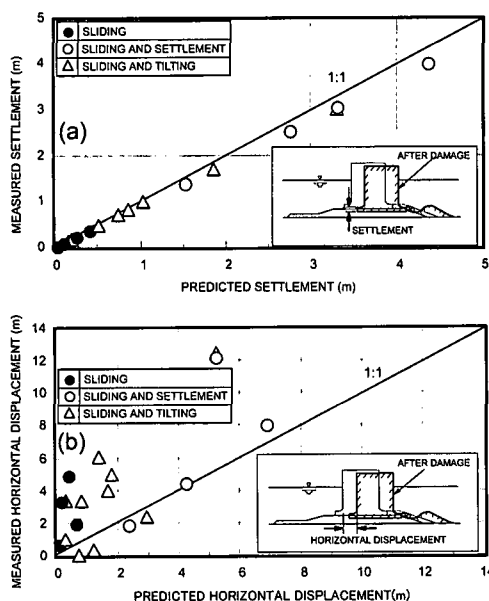


図-10 海洋構造物変位量の実測値と推定値の比較: (a) 沈下量, (b) 水平移動量

4.2.2 推定式の検討

図-9 は波浪場の地盤内応力再現試験 (WRT) の結果と、推定式から得た結果を比較している。なお模型地盤の相対密度 D_r は 50% であり、対象とした波浪条件は、周期 10 s、水深 15 m、波高 6.5 m である。なお推定式中の各パラメータは、代表値としてそれぞれ $V_s/V_p=0.2$ 、 $C_p=0.6$ 、 $C_s=0.017$ 、 $B/H_s=0.25$ ($=100 \text{ mm}/400 \text{ mm}$) としている。実測値をマーカー (水平移動量○印および沈下量△印) で、推定値を実線および点線で示している。模型構造物の沈下量、水平移動量のどちらについても実測値と推定値の良い一致が見られており、推定式は試験結果を精度良く表現することができるようである。このように、地盤の変形特性を把握することができれば構造物の変位量を推定できることが示された。

図-10(a), (b) には、実際の海洋構造物の変位量と推定式の計算結果を比較して示している。なお (a) 図は沈下量, (b) 図は水平移動量の比較である。用いたデータは、ケーソン混成堤の被災事例を破壊モード別に示したものである (川村ら, 1997)。

(a) 図より、沈下量については両者の値に良い一致が見られていることがわかる。一方水平移動量に関しては、全体的に推定値が実測値よりも小さくなる傾向が見られる。特に滑動破壊モード (●印) については、実測値と推定値の一致度はあまり高くないようである。しかし構造物にある程度の沈下が認められる場合 (○, △印) には、両者の対応関係は比較的良好いようである。

このことから、地盤の変形特性を考慮した推定式は、波浪条件に大きく影響される海洋構造物の変位状態をある程度推定する可能性を示唆していると言えよう。

5. 結 論

本研究で得た主たる結論は、以下のようである。

(1) 波浪場にある地盤内の任意点の応力状態を再現した模型試験の結果から、構造物の水平移動量 (滑動量) が沈下量より卓越する場合にも砂地盤は変形し、流動的な変形を呈することが示された。

(2) 誘導された推定式は、波浪場における地盤内応力再現試験の結果を良く説明している。また実際の構造物の変位データと推定結果の比較を行ったところ、破壊モードによっては両者に良好な対応関係が見られた。したがって、砂地盤の変形特性を考慮しながらパラメータを設定することによって、本推定式による海洋構造物の変位量の推定も可能であると考えられる。

最後に実験およびデータ整理に長谷一矢、飯田和弘、高橋朋代、根本信二各君 (室蘭工業大学大学院) の協力を得た。記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 川村志麻・三浦清一・横濱勝司 (1997): 消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 936-940.
- 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.
- 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・横濱勝司・川村志麻・田中則男 (1997): 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, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 921-925.
- 宮浦征宏 (1998): 波浪場にある地盤・構造物系の流動化機構と室内模型試験法に関する研究, 室蘭工業大学修士学位論文.