

# 異方的に堆積した海底砂地盤の流動変形とその発達メカニズム

三浦清一\*・川村志麻\*\*・横浜勝司\*\*\*

海洋構造物を支持する砂地盤の流動現象を評価するために、波浪のような荷重を再現した一連の模型実験を行った。本研究では、今までに明らかにした構造物支持地盤の強度-変形が地盤の堆積構造（構造異方性）に強く依存するという事実に基づき、海洋構造物を支持する異方性地盤の流動変形メカニズムとその沈下・流動方向を決定する要因を明らかにし、側方流動変形の卓越方向推定のための方法を検討した。その結果、原地盤のサンプリング情報等に基づいて地盤の堆積方向  $\beta$  を決定し、波浪条件（偏心率など）から支持地盤内に生じる最大主応力方向  $\alpha$  を算出すれば、海底砂地盤の流動方向の推定が可能になる等の事実が示されている。

## 1. まえがき

現在、沿岸域の砂の流失-流動現象やそれに起因する支持地盤の破壊事例が数多く報告されている。今後はさらに海岸環境保全の重要性は増すと予想され、新たな設計手法の開発が望まれてくるであろう。しかし、構造物の沈下や消失、護岸の吸出し及び海底地盤の液状化現象等の地盤破壊の形態は外力の作用条件によって種々変化することから、破壊を支配する要因を明確にすることは非常に難しい現状にある。

本研究では、海洋構造物支持地盤の強度-変形は砂の堆積構造特性に依存するという事実に基づき、海洋構造物を支持する異方性地盤の流動変形メカニズムとその沈下・流動方向を決定する要因を波浪のような荷重を再現した模型実験より明らかにし、側方流動変形の卓越方向を推定するための方法を検討した。

## 2. 試験装置と試験概要

### (1) 試験装置と異方性地盤の作製方法

本研究で用いた試験装置の全体図を図-1 に示す。模型土槽の内寸法は幅 2000 mm、高さ 700 mm、奥行き 600 mm である。載荷装置は、繰返し載荷装置（鉛直方向、水平方向）及び構造物周辺地盤の変動水圧を再現するための変動圧載荷装置と静的載荷装置である。試験では、ペロフラムシリンダーからの荷重を模型構造物に任意に載荷できるようになっている。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。なお、試験装置の詳細は川村ら (1999) に詳しい。

堆積構造異方性を有する地盤は、模型土槽を目標とする堆積角になるように傾斜させ、豊浦砂 ( $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax} = 1.658 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.354 \text{ g/cm}^3$ ) をサンド

ホッパーから空中落下させることによって作製されている (川村・三浦, 2003)。本研究では、堆積角, すなわち鉛直方向と地盤の堆積面とのなす角  $\beta$  が, 90, 60, 45° になるようにしている。なお, 地盤厚は  $H_s = 400 \text{ mm}$  である。その後, 土槽底部より地盤構造を乱さないようにゆっくりと通水し模型地盤の飽和化を計った。

模型構造物は幅が 100 mm、高さ 100 mm、奥行き 580 mm、重量 0.127 kN であり、模型地盤との接触面を完全粗とするために底面にサンドペーパー (G 120) を貼付けている。

### (2) 試験方法と変形量の定義

本研究では、海洋構造物が繰返し荷重を受けてロッキング沈下し、それに起因して地盤が側方流動変形する場合の変形特性を調べた。行った試験は、繰返し交互載荷試験 (Cyclic Alternate Loading Test; CAL 試験と略称) である。この試験では、地盤が流動破壊を起こすまで繰返し荷重を載荷している。図-2(a) に示すように、CAL 試験では、偏心率  $e/B = 0.3$  の下で半正弦波荷重  $P_0$  を模型構造物に左右交互に与えている。なお、載荷方向が地盤の強度-変形特性に影響を及ぼす可能性があるため、載荷 1 波目の方向が左側から始まる試験を CAL-L 試験、右側から始まる試験を CAL-R 試験の 2 ケースを実施している。各試験いずれも周期  $T$  は 4 秒である。ここで偏心距離  $e$  は、模型構造物の中心から載荷点までの

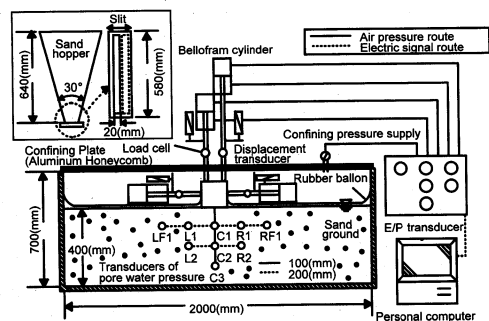


図-1 二次元平面ひずみ模型土槽と載荷装置

\* フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科  
\*\* 正会員 工博 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科  
\*\*\* 正会員 工修 北海道大学大学院助手 工学研究科

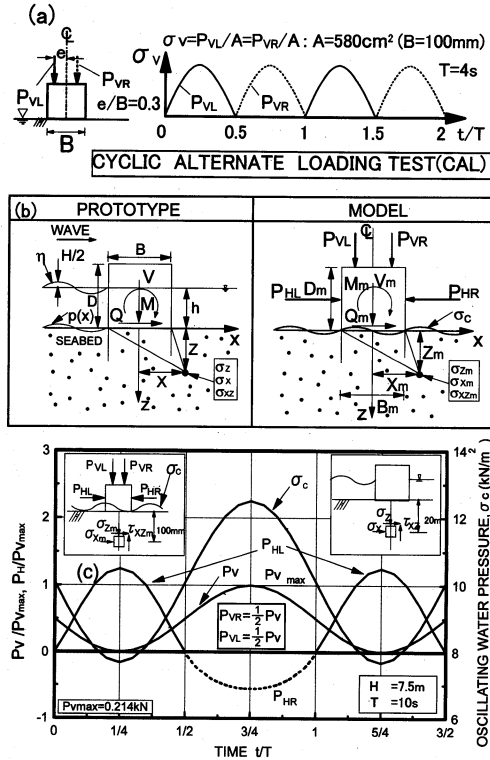


図-2 試験方法：(a)CAL 試験，(b)WRT 試験の概念図，(c)WRT 試験の荷重方法

距離と定義され、試験開始時の偏心率  $e/B$  は  $\pm 0.3$  (左側ロッドからの荷重が正) になるように設定されている。

また、過去の研究では 1g 場の波浪場再現試験 (WRT と略称) を実施している。1g 場では相似則を満たすことができないために要素の応力状態を一致させた模型実験を行った (図-2(b) 参照)。すなわち、海洋構造物直下の任意要素における鉛直応力、水平応力、せん断応力 ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xz}$ ) と模型地盤内の要素の応力 ( $\sigma_{zm}$ ,  $\sigma_{xm}$ ,  $\tau_{xzm}$ ) を一致させるため、式 (1) を満足させるように繰返し鉛直荷重 ( $P_{VL}$ ,  $P_{VR}$ )、水平荷重 ( $P_{HL}$ ,  $P_{HR}$ ) 及び変動水圧  $\sigma_c$  を適切に組合せ、模型構造物に与えている。

$$\left( \frac{\sigma_z}{\sigma_{zmax}}, \frac{\sigma_x}{\sigma_{xmax}}, \frac{\tau_{xz}}{\tau_{xzmax}} \right) = \left( \frac{\sigma_{zm}}{\sigma_{zmax}}, \frac{\sigma_{xm}}{\sigma_{xmax}}, \frac{\tau_{xzm}}{\tau_{xzmmax}} \right) \dots \dots \dots (1)$$

ここで  $\sigma_{zmax}$  は波浪 1 周期中の鉛直応力の最大値を示す。なお、詳細は川村ら (1999) に詳しい。図-2(c) は、一例として、周期  $T=10$  s、波高  $H=7.5$  m の波が直立堤 (高さ 20 m、幅 20 m) に左側から作用した場合の模型実験での分担力を示したものである。図示のように、荷重を適切に与えることができれば、海底地盤の任意要素点の応力状態は再現できることになる。本研究では、波浪場再現試験 (WRT) で得られた結果と種々の異方性地盤

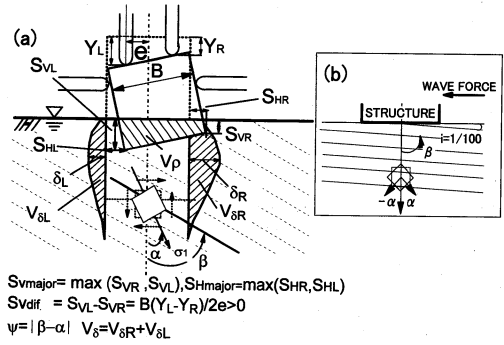


図-3 変形の定義

で得られた試験結果に基づいて、流動メカニズムを明らかにした。

図-3(a) に示すように、構造物左右の沈下量を  $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$ 、水平方向の滑動量をそれぞれ  $S_{HL}$ ,  $S_{HR}$  とし、卓越する方の沈下量を  $S_{vmajor}$ 、水平移動量を  $S_{Hmajor}$ 、沈下量の差を不同沈下量  $S_{vdif}$  ( $= S_{VL} - S_{VR}$  を正) と定義した。地盤の側方変形は、直径 1.9 mm、長さ 200 mm のスパゲティを構造物底端点から 25 mm 間隔で地盤内に 4 本挿入し、左右の側方変形量の最大値  $\delta_L$ ,  $\delta_R$  を測定することによって把握されている。なおスパゲティが初期剛性の 2% 以下になった後、試験を開始している。また、異方性を示す尺度として、堆積角  $\beta$  と最大主応力方向  $\alpha$  とのなす角  $\psi$  を用いている (例えば、Oda, 1972)。ここで、最大主応力方向  $\alpha$  は Boussinesq 解により求められている (川村・三浦 2003)。さらに構造物の沈下による単位奥行当たりの体積を沈下土量  $V_p$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、スパゲティの変位した単位奥行当たりの体積を側方流動土量  $V_s$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) と定義し、以下の議論に用いた。なお (b) 図は、後述する本研究で仮定した海底砂地盤の異方性の定義を示す。

3. 試験結果と考察

(1) 波浪再現試験(WRT)の構造物-地盤系の力学挙動

図-4 は、波浪場の構造物-地盤系の力学挙動を確認するために、過去に行われた  $\beta=90^\circ$ ,  $D_r$  が 50, 80% における地盤の WRT 試験の結果を示している (川村ら, 1999)。結果の整理は、波高  $H$  と所定の沈下量比  $S_{vmajor}/B$  (沈下量/構造物幅) に至るのに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係に基づいている。また同図には、それぞれの波高に対応する模型構造物直下のせん断応力  $\tau_{xzm}$  も併記している。波高は太平洋沿岸に来襲する波浪条件から 50 年確率波を求めると  $H=7.5$  m になることから、この値を基準にした。実験では、波力は右側から作用させている。また、沈下量が繰返し回数  $N_c=2,000$  までにはほぼ定常状態になることから、繰返し回数は 2,000 回までとした。図

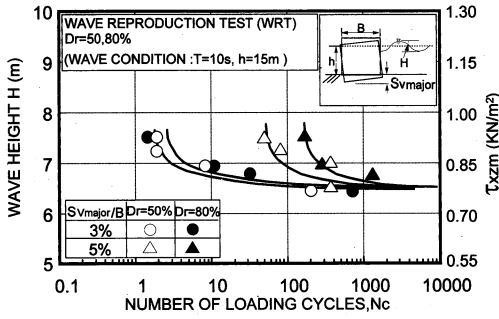


図-4 WRT 試験の繰返し強度特性

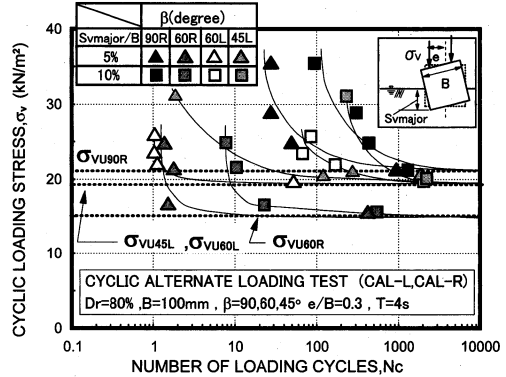


図-6 異方性と載荷方向の違いによる強度の変化

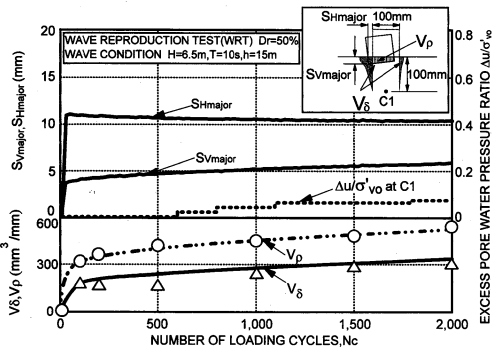


図-5 WRT 試験における変形-間隙水圧挙動

より、地盤の密度に関わらず、波浪場にある地盤は繰返し非排水せん断強度と類似した関係が得られることがわかる。

図-5は、 $\beta=90^\circ$ 、 $D_r=50\%$ の地盤の発生間隙水圧と構造物の沈下量、水平移動量の代表的な関係を示している。ここで、 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ は、C1地点(図-1参照)の発生間隙水圧 $\Delta u$ を初期有効鉛直応力 $\sigma'_{vo}$ で正規化して示している。図より、構造物が波力を受けて港内側に滑動(左向きが正)していることが分かる。また沈下 $S_{vmajor}$ ( $S_{VL} > S_{VR}$ を正)は、波力の作用によって生じるモーメントの影響を受け、港内側(左側)に卓越している。このように、 $\beta=90^\circ$ 地盤では構造物は波浪の載荷履歴の影響によって波浪の進行方向(本試験では左側)に沈下する可能性がある。一方、間隙水圧挙動と地盤内土量( $V_p$ 、 $V_s$ )の変化では、載荷の進行にともなう急激な水圧の上昇は認められず、徐々に側方流動が進行していく、いわゆる進行性破壊のパターンを呈している。このことから、波力-構造物-地盤系の破壊が構造物の滑動後、側方流動型破壊に移行している可能性が高いことが伺える。

(2) 種々の異方性地盤における繰返し強度-変形特性

上述のように、 $\beta=90^\circ$ 地盤では、海洋構造物-地盤系の破壊は側方流動型を呈し、その滑動、沈下は港内側に卓越することが明らかにされた。ここでは堆積構造異方性が構造物-地盤系の力学挙動にどのような影響を及ぼす

のか検討を行った。

図-6は、 $D_r=80\%$ 、 $\beta=90, 60$ と $45^\circ$ 地盤における繰返し応力と所定の沈下量比に至るに必要な繰返し回数との関係を示したものである。ここでは載荷1波目の方向を変化させた2種類の試験(CAL-LとCAL-R)を実施している。堆積構造異方性の違いによる比較では、繰返し強度に明確な相違が認められる。これは単調載荷場においても指摘されているように(例えばOda, 1972; Kimuraら, 1985; Tatsuokaら, 1991)、異方性の影響が繰返し交互試験(CAL)においても明らかに存在していることを示すものである。また、載荷方向の相違によって、同一地盤の強度に差が現れていることは非常に興味深い。

図-7(a), (b)と(c)は、 $\beta=90^\circ$ 地盤のCAL-L試験と $\beta=60^\circ$ 地盤の沈下量 $S_{vmajor}=10, 20$ mmにおける地盤内変形を示したものである。 $\beta=90^\circ$ 地盤では、載荷1波目の方向が左側であることから、構造物の沈下は左側に卓越して生じている。これは前述のWRT試験においても確認されたように、波力によるモーメントによって、左側の沈下が卓越する現象と同様である。一方、 $\beta=60^\circ$ 地盤では載荷方向の違いに関わらず、左側に卓越して沈下した。海底砂地盤のようにある勾配を有した地盤条件下で砂が堆積されたような場合は、本試験のように、地盤は異方的な堆積構造を示す可能性が高い。それゆえ、海洋構造物-地盤系の変形方向は、地盤の堆積構造特性に強く影響を受ける可能性がある。

また側方変形挙動の比較では、堆積構造に起因する形状の差は確認されるものの、各試験ともに同様な変形形状を呈している。

次に、構造物の沈下方向と異方性の関係を調べてみた。図-8は各試験における載荷応力に対する不同沈下量 $S_{dir}$ の関係を示したものである。ここで、各データは載荷回数 $N_c=2000$ 回時のものを採用している。なお構造物の不同沈下量が $S_{dir} > 0$ のとき左側が、 $S_{dir} < 0$ のとき

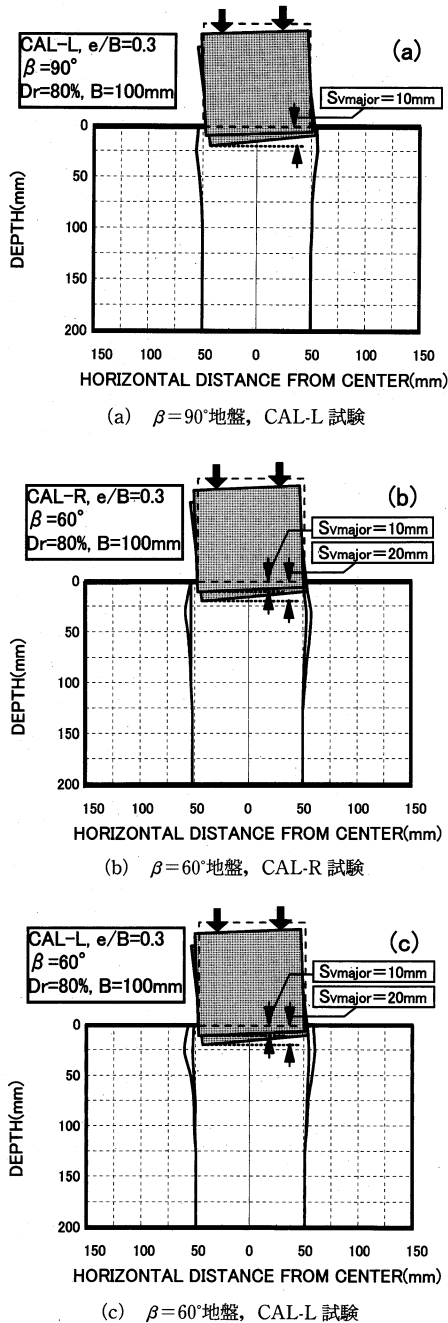


図-7 地盤内変形挙動

き右側が沈下することを示す。図より、 $\beta=45^\circ$ と $90^\circ$ の地盤では、荷重応力の増加に伴って右側に沈下している。特に $\beta=90^\circ$ 地盤（水平層理地盤）では、荷重1波目方向（右側方向）の影響が強く残り、構造物は右側に沈下したものと推測される。一方、 $\beta=60^\circ$ 地盤では、荷重履歴の影響によらず、ほぼすべての場合において構造物は左側に

傾いている。このように、地盤の完全塑性流動を生じる方向は地盤の堆積方向に強く依存している。

このことをさらに詳細に調べてみた。図-9(a)と(b)は $\beta=60^\circ$ 地盤における両試験の繰返し荷重による地盤の変形係数 $E$  ( $E_L$ :左側,  $E_R$ :右側)と沈下量の代表的な関係を示したものである。ここでは、仮に変形係数を各荷重応力の増分 $\Delta\sigma_v$ をその時に生じる左右の鉛直ひずみ $\Delta(S_{vL}/H_s)$ または $\Delta(S_{vR}/H_s)$  ( $\because$ 各沈下量/地盤層厚 $H_s=400$  mm)で除した値として定義した(挿入図参照)。両図より、荷重方向の違いによらず、hardeningの始まる沈下量は左側よりも右側の方が小さいことがわかる。また、流動方向に対する左右の変形係数の依存性は本研究では認められなかった。このことから、本試験のような場合、構造物-地盤系の流動方向はhardening開始時の沈下量の差によって決定されるようである。

図-10は、繰返し荷重によって模型構造物直下100 mm地点で変化する最大主応力方向 $\alpha$ (反時計回りを正)と堆積角 $\beta$ とのなす角 $\psi$ ( $=|\beta-\alpha|$ , 挿入図参照)と荷重1波目方向の地盤がhardeningした時点の $S_{vmajor}/B$ (沈下量/構造物幅)との関係を示している。外力の大きさによって同一 $\psi$ に変動はあるものの、 $\psi$ が $90^\circ \rightarrow 50^\circ$ では沈下量は増加し、 $50^\circ$ 以下ではそれは減少している。このことは、構造物下の地盤内で変動する $\psi$ のうち、あるピーク値(本試験で用いた豊浦砂では $50^\circ$ )により近い $\psi$ が卓越流動変形方向になることを示している。Park・Tatsuoka (1994)は平面ひずみ圧縮試験において、せん断強度ピーク時のせん断ひずみは $\psi$ が小さくなるにつれて大きくなり、ある値でピークを示すことを明らかにしている。本試験の変形と強度の定義が、彼らの研究の定義とは異なっているので正確な比較は出来ないが、いずれにしてもその傾向は本成果を支持するものである。

ここでは、海底斜面に沿って砂が堆積したような地盤をある堆積角 $\beta$ を有する異方性地盤と見なし、以下のような考察を試みた。実海域の海洋構造物支持地盤の勾配が $1/100$ (水平面から約 $0.57^\circ$ )程度とすると、本試験の定義から $\beta$ は $89.4^\circ$ となる(図-2(b)参照)。また、CAL試験のような繰返し荷重条件(左右対称の偏心率 $e/B=\pm 0.3$ , 左側ロッドからの荷重が正, すなわち右側からの波力を正)では、最大主応力方向 $\alpha$ は弾性解より $\pm 9.1^\circ$ と算出される。その値に基づけば、1周期中に変化する海洋構造物直下の要素で変化する $\psi$ は、 $\psi=|\beta-\alpha|$ より $80.3^\circ$ (港外側方向)と $81.5^\circ$ (港内側方向)になる。図-10の関係に基づけば両者に有意な差がないことがわかる。この勾配条件では、本試験の $\beta=90^\circ$ 地盤の条件とほぼ同様なので、支持地盤の変形は荷重履歴の影響を強く受け、港外側の方向に側方流動が進行することになる。このことから、支持地盤の堆積角と波浪条件(偏心率など)か

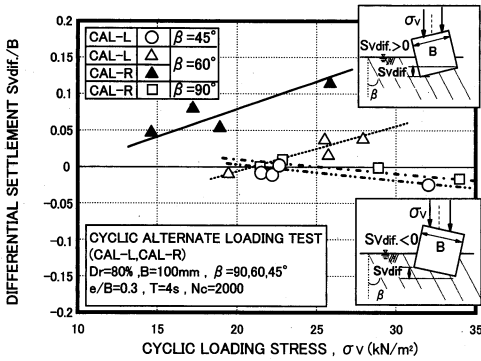


図-8 異方性の違いによる沈下挙動の変化

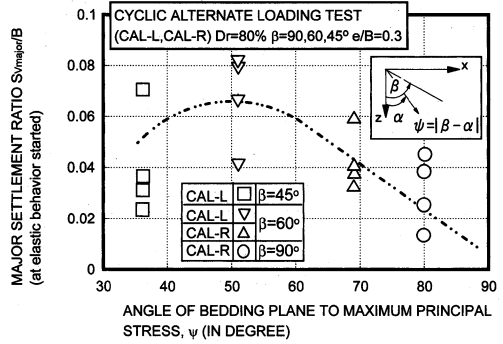


図-10  $\psi$  と hardening した時の沈下量の関係

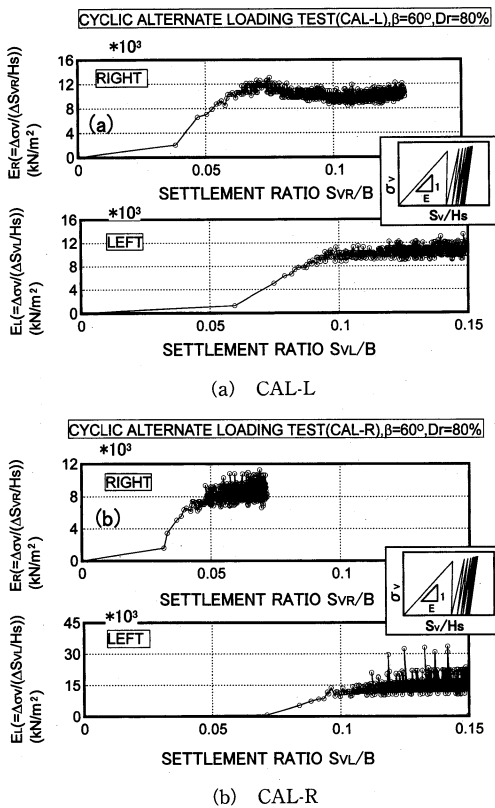


図-9 変形係数  $E$  ( $E_L$ : 左側,  $E_R$ : 右側) と沈下量の関係

ら地盤内に生じる最大主応力方向を求めることができれば、地盤の流動方向が推定可能になると言える。

4. 結 論

一連の模型試験と考察により、以下のような結果が得

られた。

- (1) 堆積構造異方性は、海洋構造物支持地盤の繰返し強度や沈下性状、側方変形挙動に大きな影響を及ぼしている。
- (2) ロッキング沈下が生じる場合の海洋構造物支持地盤では、構造物直下の地盤内で生じる  $\psi$  のうち、あるピーク値 (本試験で用いた豊浦砂では  $50^\circ$ ) により近い  $\psi$  が卓越流動変形方向になる。このことから、原地盤のサンプリング情報に基づいて地盤の堆積方向  $\beta$  を決定し、波浪条件 (偏心率など) から支持地盤内に生じる最大主応力方向  $\alpha$  を算出すれば、海底砂地盤の流動方向の推定やその流動変形の防止対策が可能になると言える。

参 考 文 献

川村志麻・三浦清一・横浜勝司・宮浦征宏 (1999): 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する研究, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89.  
 川村志麻・三浦清一 (2003): 種々の载荷条件下にある構造物異方性砂地盤の支持力-側方変形挙動, 土木学会論文集, No. 736/III-63, pp. 115-128.  
 Oda, M. (1972): Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36.  
 Tatsuoka, F., M. Okahara, T. Tanaka, K. Tani, T. Morimoto and M. S. A. Siddiquee. (1991): Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, Proc. of Geotech. Eng. Congress, Special Publication, ASCE, No. 27, Vol. 2, pp. 788-802.  
 Kimura, T., O. Kusakabe and K. Saitoh (1985): Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, Geotechnique, Vol. 35, No. 1, pp. 33-45.  
 Park, C. S. and F. Tatsuoka (1994): Anisotropic strength and deformation of sand in plane strain compression, Proc., XIII ICSMFE, No. 1, pp. 1-4.