

# 載荷条件の相違による砂地盤の 支持力—変形挙動の変化とその評価

宮浦征宏<sup>1</sup>・三浦清一<sup>2</sup>・川村志麻<sup>3</sup>・横浜勝司<sup>4</sup>

<sup>1</sup>学生会員 工修 北海道大学大学院 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>3</sup>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 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

<sup>4</sup>正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 土木科 (〒079-0197 美唄市字美唄1610-1)

種々の荷重条件下にある砂地盤の側方流動挙動および支持力特性を調べるために、二次元平面ひずみ模型土槽と種々の荷重を載荷可能な装置を用いて一連の実験が行われた。これらの実験と考察は、次の事実を示した。1) 構造物・地盤系の変形特性を表現するパラメータとして新たに提案した土量比(側方流動土量/沈下土量)は、載荷条件や構造物の幅の相違によって変化する地盤の変形挙動を一義的に表現できる。2) 構造物支持地盤の支持力特性は、静的荷重や繰返し荷重のような載荷条件の違いによらず、任意の組合せ荷重条件下で、統一的に表した破壊基準を用いることにより評価できる。本研究ではさらに、構造物・地盤系の安定性評価について議論を展開している。

*Key Words* : cyclic load, static load, bearing capacity, deformation, model test

## 1. まえがき

基礎構造物の工学的問題では、生活空間の拡大によって、より厳しい環境条件下での設計が要求されている。それゆえ、今後は様々な視点から構造物・地盤系の安定性を議論する必要がある。特に地盤の支持力—変形特性は、基礎の寸法効果、進行性破壊現象、異方性などの影響を強く受けることから、それらの影響を正確に評価することが極めて重要になってくる。

本研究では、このような構造物・地盤系の安定性を評価するための基礎データを収集することを目的として、静的及び繰返し荷重場にある構造物—地盤系の支持力・変形特性を詳細に調べた。特に、構造物の沈下と地盤の側方流動変形特性との関連性を模型実験より明らかにした。本模型実験では、幅の異なる二種類の模型構造物を用いて試験が実施されている。得られた結果から、De Beer<sup>1)</sup>や山口ら<sup>2)</sup>、Yamaguchiら<sup>3)</sup>、小田・古戸<sup>4)</sup>及びTatsuokaら<sup>5)</sup>によって指摘されている寸法効果の影響と側方流動変形との関係を明らかにし、地盤内変形挙動の評価法を調べている。

また、静的および繰返し荷重のような載荷条件の異なる荷重場の地盤の強度特性を種々の組合せ荷重条件のも

とで調べ、その破壊基準を検討した。そのような破壊基準は、載荷条件によらずM—V—H(ここで、Mは構造物に作用するモーメント、VおよびHは鉛直力、水平力である)で形成される1つの破壊包絡曲線(例えば、6)、7)、8)により表現できることが示されている。

## 2. 試験装置と試験概要

一連の試験は、繰返し及び単調載荷が可能な装置<sup>9)</sup>を用いて行われている。その全体図を図-1に示す。この模型土槽の内寸法は幅2,000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、模型構造物の沈下—傾斜にともなう地盤の変形挙動が観察できるようになっている。また、二次元平面ひずみ条件を満足させるために補強桁が設置されており、試験中の土槽本体の剛性が確保されている。

模型地盤は、豊浦標準砂( $\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\text{max}} = 1.648\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\text{min}} = 1.354\text{g/cm}^3$ )をサンドホッパー(高さ640mm、頂角 $30^\circ$ )を介して空中落下させることにより作製された。ホッパー底部には最大20mmまで変えられるスリットが取付けられているので、ホッパーの移動速度を20cm/s、落下高さを800mmに保持した条件の下でスリッ

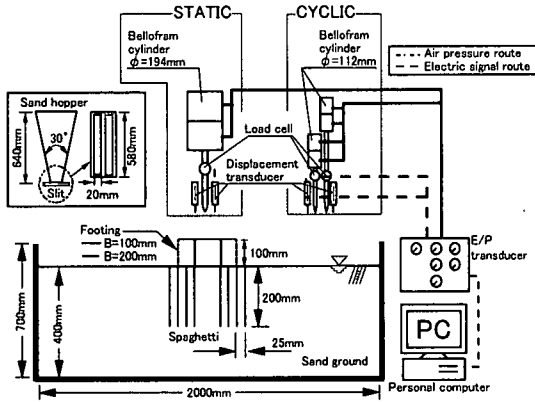


図-1 載荷装置と二次元平面ひずみ模型土槽

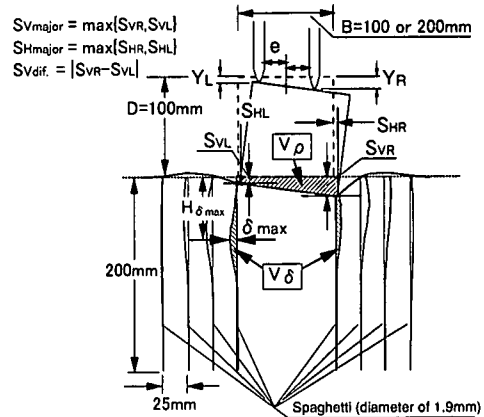


図-2 本試験における変位の定義

ト幅を変化させることにより、25~95%の相対密度が得られる<sup>9)</sup>。本研究では、相対密度  $Dr=50$  と  $80\%$  の地盤を作製している。なお、地盤の均一性は地盤内に密度測定用のモールドを設置して確かめられ、その密度のバラツキは  $\pm 5\%$  以内に収まっていることが示されている<sup>9)</sup>。砂層作成後、土槽底部に設置されている8個のポーラスストーン(直径 50mm)から模型地盤に初期構造の乱れが生じないようにほぼ  $10^{-5} \text{cm/s}$  の速度(動水勾配  $i=0.01$ )で所定時間通水を行い、飽和化を図った<sup>9)</sup>。

模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体と、質量は同じで幅のみを 200mm にしたもの2種類である。それらの底面には、地盤との接触面を完全粗とするため、サンドペーパー(G120)が貼り付けられている。

載荷装置は、静的載荷装置及び繰返し載荷装置からなっている。静的載荷装置では、ベロフラムシリンダー( $\phi=194\text{mm}$ )から鉛直ロッドを介し、模型構造物に鉛直荷重を載荷している。一方、繰返し鉛直載荷装置は2個のベロフラムシリンダー( $\phi=112\text{mm}$ )を有し、模型構造物に任意の正弦波荷重を与えることが可能になっている。また、各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され、変位量および荷重が計測されている。

地盤内の側方変形量は、直径 1.9mm のスパゲッティ<sup>10),11)</sup>を模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に8本挿入することにより、計測されている。実験はスパゲッティが初期剛性の2%になった時点(模型地盤に通水後、約8時間静置した後)から開始されている<sup>11)</sup>。試験中、スパゲッティをビデオカメラで撮影し、それらを定点測定することにより地盤内の変形を把握した。

本研究では、構造物・地盤系の安定性を評価する指標として、以下のようなパラメータを採用した。筆者らは、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形状態を評価する1つの手段として、構造物の天端での任意の2点における計測値から地盤内の変形量を推定する方法を提案し

ている<sup>11),12)</sup>。この提案式は、地盤のダイレイタンスー特性が考慮されて導かれたものであり、破壊モードによらない構造物・地盤系の変形量の推定が可能となっている。ここでは、これらの結果に基づいて、地盤内の変形挙動を以下の沈下量、不同沈下量及び沈下土量、側方流動土量により評価することとした。

図-2はこれらの定義を示している。まず、鉛直載荷装置に設置されている変位計で測定される左右の鉛直変位量  $Y_L$ 、 $Y_R$  と変位した構造物との幾何学的関係から、模型構造物の左右の沈下量  $S_{VL}$ 、 $S_{VR}$  を算出している<sup>13)</sup>。ここでは、これらの卓越した方の沈下量を  $S_{V_{major}}$ 、左右の沈下量の差を不同沈下量  $S_{V_{diff}}$  ( $=|S_{VR}-S_{VL}|$ ) と定義した。なお、 $S_{V_{major}}$  は模型構造物の幅  $B$  により正規化され、沈下量比  $S_{V_{major}}/B$  として用いられている。地盤内の側方変位は、左右のスパゲッティの変形が卓越した方の最大値を最大側方変位量  $\delta_{max}$  とし、 $\delta_{max}$  が発生した地点の深さを最大側方変位深さ  $H_{\delta_{max}}$  とした。なお、図示のようにスパゲッティの側方変位した部分と模型構造物の沈下した部分から、単位奥行き当たりの体積として、側方流動土量  $V_{\delta}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、沈下土量  $V_{\rho}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) を算出している。この側方流動土量と沈下土量の比を土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  と称し、地盤内変形の指標とした。

### 3. 試験概要

ここでは、載荷条件の違いによる構造物・地盤系の支持力-変形特性の変化の実態を明らかにするために、一連の静的載荷試験と繰返し載荷試験が実施された。両試験ともに中心載荷条件と偏心載荷条件のもとで試験が行われている。

#### (1) 静的載荷試験

模型構造物(底盤の面積  $A$ )には、載荷速度  $0.3 \text{ kN/m}^2/\text{min}$  になるように荷重  $P_0$  を与えている。図-3

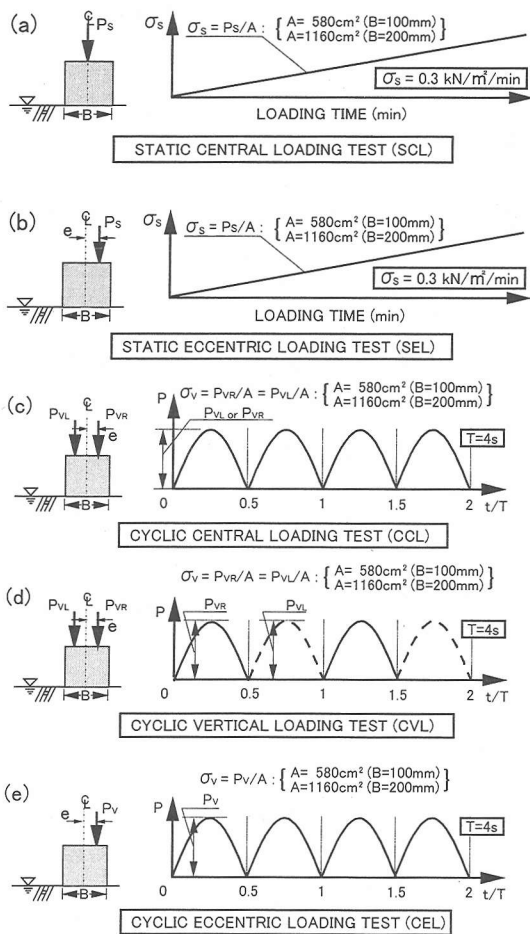


図-3 各試験の荷重方法:

- (a) 静的中心荷重試験, (b) 静的偏心荷重試験  
 (c) 繰返し中心荷重試験, (d) 繰返し鉛直荷重試験,  
 (e) 繰返し偏心荷重試験

(a), (b)に中心荷重条件 (Static Central Loading Test ; 以下 SCL と略称) と偏心荷重条件 (Static Eccentric Loading Test ; 以下 SEL と略称) の試験方法を示す。ここで偏心距離  $e$  (図-2参照) は, 模型構造物の中心から荷重点までの距離と定義され, 試験開始時の偏心度  $e/B$  は 0.15, 0.3, 0.4, 0.5 になるように設定されている。なお  $e/B=0.5$  なる条件では, 模型構造物端点の荷重になるため, 模型構造物上部に厚さおよび質量が構造物のそれに比べて無視できる程度の高剛性の補助板を付設し, 荷重を行った。

## (2) 繰返し荷重試験

この試験では, 静的荷重試験と同様に, 中心荷重条件と偏心荷重条件の試験が行われた。荷重方法を図-3(c),

(d), (e)に示す。中心荷重試験 (Cyclic Central Loading Test ; 以下 CCL と略称) では, 半正弦波荷重 (片振幅:  $P_{VL}=P_{VR}$ ) を模型構造物に左右同時に与えている ((c) 図参照)。偏心荷重試験では, 半正弦波荷重 (片振幅:  $P_{VL}=P_{VR}$ ) を左右交互に与えた場合 (Cyclic Vertical Loading Test ; 以下 CVL と略称, ((d) 図,  $e/B=0.3$ ) 参照) と2本の鉛直ロッドのうち片側から荷重 (片振幅:  $P_V$ ) を与えた場合 (Cyclic Eccentric Loading Test ; 以下 CEL と略称, ((e) 図,  $e/B=0.3$ ) 参照) の2ケースの試験を行っている。いずれも周期  $T$  は4秒である。なお, 過去の研究<sup>9)</sup>より,  $T=2\sim 20$ sの間では繰返し強度, 間隙水圧発生挙動に明確な差は認められていないことが明らかにされている。

## 4. 試験結果と考察

### (1) 荷重条件の違いによる砂地盤の支持力-変形特性の変化

#### a) 静的荷重試験 (SCL, SEL) 結果

基本的な地盤の支持力-変形特性を明らかにするために, まず静的荷重場の挙動について述べる。

図-4 (a), (b), (c)および(d)は,  $Dr=50, 80\%$ における  $B=100, 200$ mmの荷重応力  $\sigma_s (=P_s/A)$  と沈下量比  $S_{vmajor}/B$  との関係を示したものである。偏心度  $e/B$  が増すにつれて, 支持力値は低下する傾向にある。また, 相対密度の違いにより, 強度に差が現れている。特に, 高い密度では,  $S_{vmajor}/B=0.05$  程度になると沈下の初期段階に比べて支持力の増加割合が小さくなり, 構造物の沈下が進行していくという破壊挙動を呈するようになる (図-4 (c), (d)参照)。また  $Dr=50\%$ では, 明確な極限支持力値がとらえにくい局部せん断挙動を示すが, 沈下量比  $S_{vmajor}/B$  が 0.05~0.1 以上になれば, すべりが生じて沈下が進行するような現象がみられた。なお, このひずみレベルでは, 構造物直下に明瞭なくさびの形成がみられている (写真-1 参照)。このことから, ここでは  $S_{vmajor}/B=0.1$  時点の荷重応力を  $\sigma_{su}$  として以下の考察を進めた。なお, 幅 200mm を有する構造物では, 砂層厚 400mm に対して下部境界の影響を受けると考えられるが, Terzaghi の支持力解に基づいた解析結果及び層厚を変化させた一連の予備模型実験結果により, 沈下量比  $S_{vmajor}/B=0.25$  レベルでは, その影響は小さいことが確認されている。

なお, 支持力値に与える構造物の幅の影響は次のようである。図-5は, 極限支持力  $\sigma_{su}$  を模型構造物の幅  $B$  と砂層の乾燥単位体積重量  $\gamma_d$  で正規化した値 ( $N_\gamma = 2\sigma_{su}/B\gamma_d$ ), いわゆる De Beer<sup>1)</sup> が提案した砂の自重項に関する支持力パラメータと, 偏心度  $e/B$  との関係を示したものである。図より, 偏心度が増加することによって  $N_\gamma$

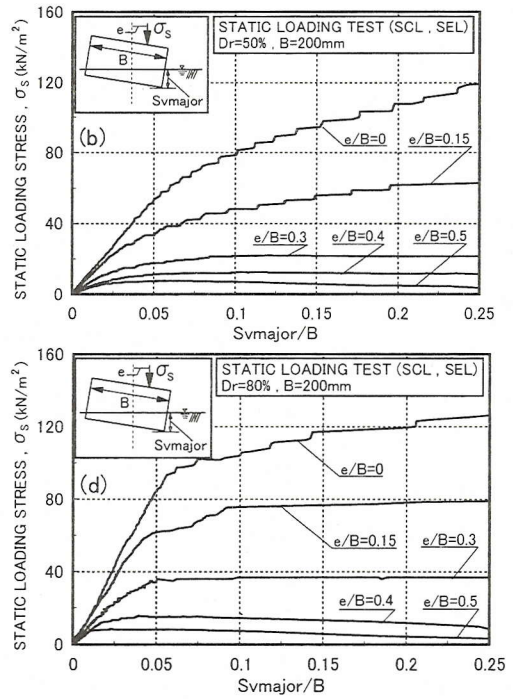
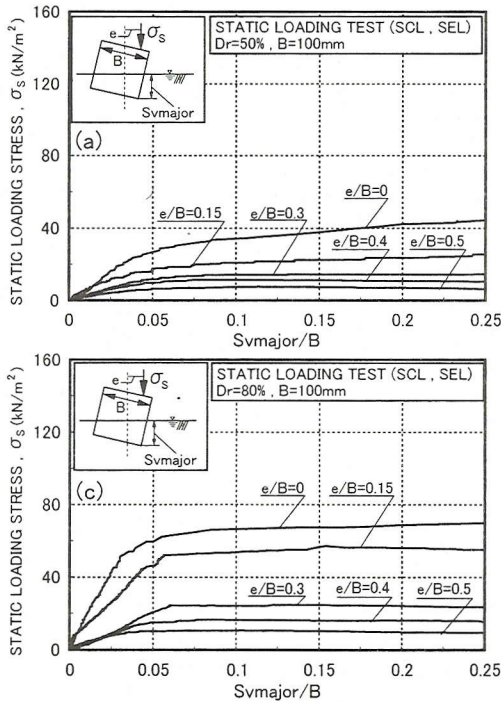


図-4 静的試験による支持力特性：(a)B=100mm, Dr=50%, (b)B=200mm, Dr=50%, (c)B=100mm, Dr=80%, (d)B=200mm, Dr=80%

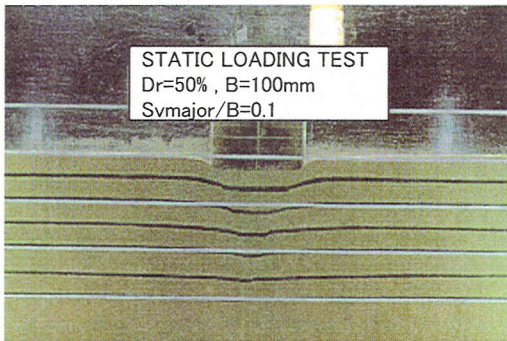


写真-1 塑性くさびの発生状況

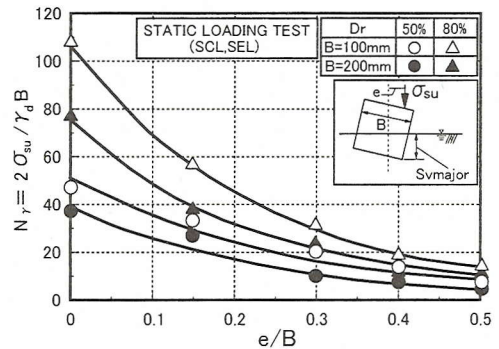


図-5 寸法効果の影響

値が低下していくことがわかる。また、構造物幅  $B$  が増加するにともない、 $N_\gamma$  値が低下する傾向も認められた。これらのことは、寸法効果の影響が強く現れていることを示すものである。従来、この寸法効果の影響を調べた研究では、進行性破壊が主因であるとする見解や地盤の内部摩擦角の拘束圧依存性が主因であるという見解がある<sup>1)~5)</sup>。すなわち、構造物の幅が大きくなれば進行性破壊が発達し易くなり、結果として支持力が低くなるという視点に立ったものである。先に述べたように、本研究においては、偏心率が大きい(有効幅が小さい)ほど  $N_\gamma$  は確実に小さくなっている。これは、支持力の偏心率依存性に関する Meyerhof の有効幅の概念<sup>14)</sup>が妥当なことを

示唆している。

次に、幅の違いによる地盤内の変形挙動の変化を調べた。図-6 (a), (b)は SCL 試験における  $B=100$  および  $200\text{mm}$  の時の地盤内変形を示したものである。なお地盤の相対密度は  $50\%$  である。各図では、構造物の沈下量が  $10$  および  $20\text{mm}$  に至った時の状態を示している。当然のことながら、構造物幅の相違に関わらず、中心荷重条件では構造物が沈下すると地盤が左右対称に流動変形する様子が伺える。このように、沈下一側方流動変形の形状に根本的な違いは認められていない。

このことは図-7 に示す側方変位量-沈下の関係からも明らかである。沈下の増加による側方変位は、

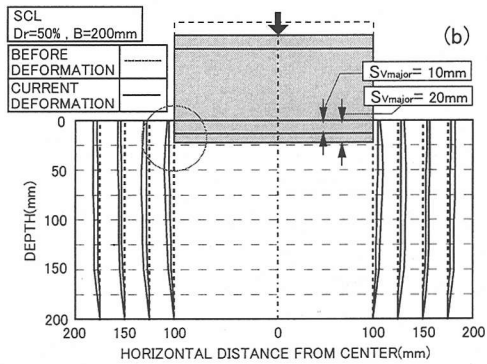
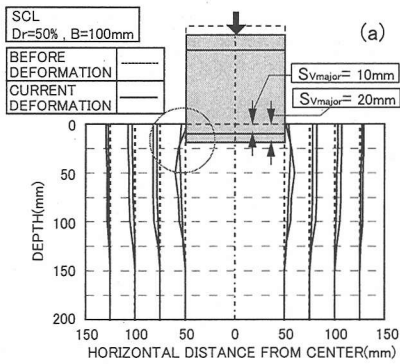


図-6 構造物の沈下と地盤内の変形 ( $S_{vmajor}=10\text{mm}$ (内側),  $20\text{mm}$ (外側)) : (a) SCL,  $B=100\text{mm}$  (b) SCL,  $B=200\text{mm}$

ほぼ一定の割合で生じ ( $\delta_{max}/S_{vmajor}=0.52$  ( $B=100\text{mm}$ ),  $0.54$  ( $B=200\text{mm}$ )), 幅の違いによる両者の差は極めて小さいようである。しかしながら, 地表面付近では両者の側方変形の様相に差が認められる (例えば図-6中の円で囲まれている部分)。幅が小さい場合は, 沈下の進行とともに側方変形に, 砂のような粒状体が示すアーチ作用的な影響が現れている一方, 幅が大きい場合ではそのような傾向は示さない。このように, 構造物幅の違いにより発生する壁面摩擦の影響度が異なることが明確に示されている。木村ら<sup>15)</sup>が述べているように, 幅が大きい場合でかつゆるい地盤では, パンチングせん断型破壊によって鉛直方向の変位が卓越し, このような現象になることも考えられる。いずれにしても, 本実験から, 寸法効果は少なくとも側方流動挙動に影響を及ぼす可能性があることを指摘しなければならない。図示は省略したが,  $Dr=80\%$ でも同様のことがいえる<sup>16)</sup>。

ここで, この構造物の沈下挙動と側方変形挙動を定量的に評価するために, 前述の沈下土量  $V_p$  および側方流動土量  $V_s$  をパラメータとして議論を進める。この種のパラメータは, 盛土の側方流動に対する安定性の評価に用いられている<sup>17)</sup>。

図-8 (a), (b)は, SCL, SEL ( $e/B=0.3$ ) 試験における沈下量比  $S_{vmajor}/B$  と沈下土量  $V_p$  との関係を示している。中心荷重あるいは偏心荷重によらず, 沈下が進行するのともなって沈下土量  $V_p$  は線形的に増加している。図-9 (a), (b)には, 側方流動土量  $V_s$  と沈下量比  $S_{vmajor}/B$  の関係が示されている。沈下土量  $V_p$  と同様に, 沈下とともに側方流動土量  $V_s$  は増加しているが, 沈下初期段階 (沈下量比  $S_{vmajor}/B$  が  $0\sim 0.05$  程度まで) では, 側方流動土量  $V_s$  の増加率は鈍い傾向にある。特に沈下量が小さい段階では, 構造物直下の塑性くさびの発達十分ではなく, 側方への流動変形の発達が小さいためにこのような結果になったと推測される。これらの結果より, 塑性くさびの発達と側方変形の間には, 密接な関係があることが伺える。地盤の支持力発現機構は塑性くさび (主働域) の発達→

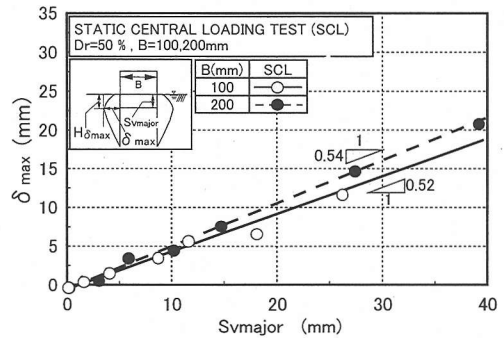


図-7 最大側方変位量と沈下量比の関係

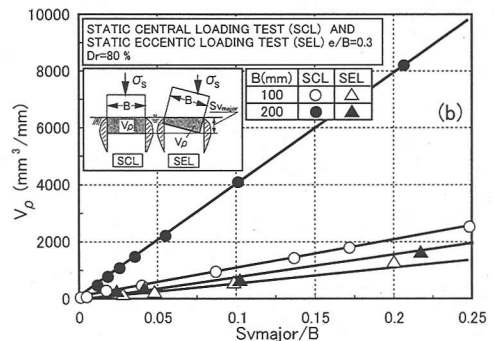
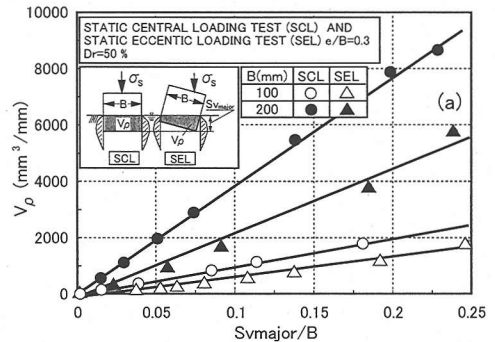


図-8 沈下土量と沈下量比の関係 (SCL, SEL) : (a)  $Dr=50\%$ , (b)  $Dr=80\%$

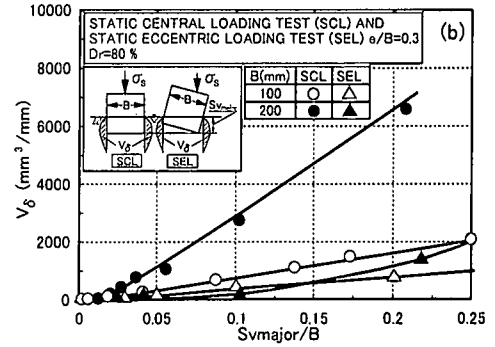
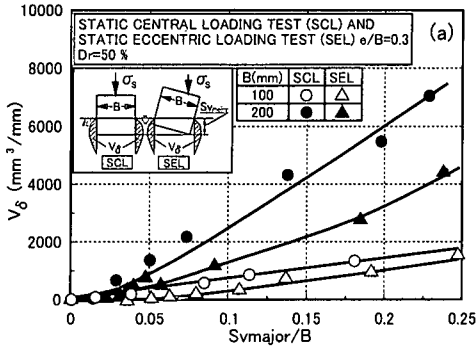


図-9 側方流動土量と沈下量比の関係 (SCL, SEL) : (a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=80\%$

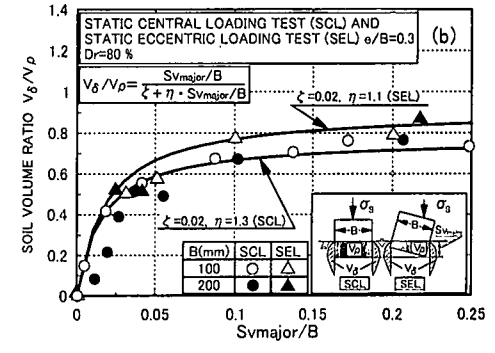
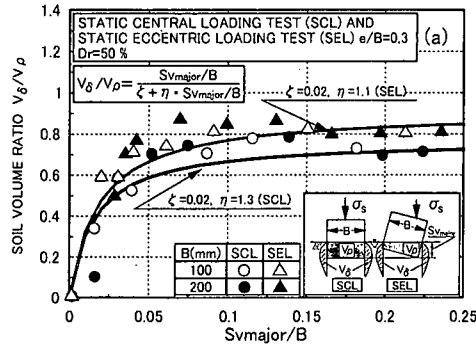


図-10 土量比と沈下量比の関係 (SCL, SEL) : (a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=80\%$

側方変形（受働域）の発達によってもたらされていることから、この現象を表現するパラメータとして沈下土量  $V_p$  に対する側方流動土量  $V_\delta$  の比（以下、土量比と呼ぶ）を採用し、さらに詳細な考察を行った。既往の研究（例えば12）、13）、19）から、静的及び繰返し載荷試験（SCL, SEL, CVL）のケースにおいて、土量比は沈下量と一義的な関係があることが示されている。ここでは、特に構造物幅の相違による土量比の発達の違いを調べた。図-10 (a), (b) は SCL, SEL ( $e/B=0.3$ ) 試験の土量比  $V_\delta/V_p$  と沈下量比  $S_{vmajor}/B$  との関係を示している。それぞれ地盤の密度は  $D_r=50$  および  $80\%$  である。図より、沈下量比  $S_{vmajor}/B$  が  $0.05$  程度までは構造物幅の違いによらず、土量比  $V_\delta/V_p$  は急増（塑性くさびの発達）していることがわかる。 $S_{vmajor}/B$  値が  $0.05$  以上になると、 $V_\delta/V_p$  は一定値に収束する（塑性流動が発生する）傾向にある。なお、偏心率（不同沈下量） $e/B$  が高くなることによって、この値も高くなるようである。このことについては後述するが、構造物-地盤系の破壊は、偏心率の変化によって、通常の塑性くさび→塑性過渡領域の形成というすべり破壊が進行するモードから構造物の回転が破壊の主たる要因となるモードへと移行するようである。よって偏心率の影響が無視できない可能性がある。また、スパゲッティと土槽のガラス面との摩擦の影響も少なからずあると思われる。

いずれにしても、沈下の増加にともなって地盤の側方流動は進行するが、その特徴は、ある状態から沈下土量に対する側方流動土量の割合が定値に収束する傾向を示しながら、完全塑性側方流動状態に至ることにある（たとえば、SCL 試験では  $V_\delta/V_p \approx 0.7$  となる）。なお、 $V_\delta$  と  $V_p$  値は、密度変化の影響を受けているが、正規化することによってその影響が相殺され、結果として  $V_\delta/V_p$  は密度に依存しないパラメータになりえたと推測される。これらのことは構造物の幅や地盤の密度によらず成立するといえる。

この  $V_\delta/V_p - S_{vmajor}/B$  関係は、以下のように定式化できる。

$$V_\delta/V_p = (S_{vmajor}/B) / (\zeta + \eta \cdot S_{vmajor}/B) \quad (1)$$

ここで、 $\zeta$  と  $\eta$  はそれぞれ沈下の初期および $\infty$ 時 ( $S_{vmajor}/B = \infty$ ) における土量比の逆数である。 $\eta$  は、偏心の有無で変化する（たとえば、SCL で  $1.3$ 、SEL で  $1.1$ ）ようであるが、後述のように、基本的には破壊モードと構造物の沈下形態に強く依存する値である。

この土量比と地盤の支持力との関係は、図-11 のようである。支持力-沈下量-土量比関係は、正の対応関係にある。このことから、土量比を知ることによって地盤破壊の程度、いわゆる極限支持力が動員されているかど

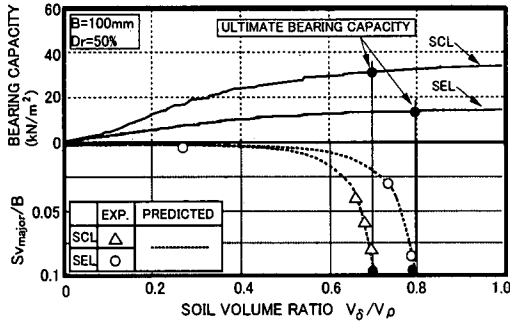


図-11 土量比と支持力の関係

うかを推定可能であり、地盤内の支持力特性—変形挙動をより適切に評価できることが示唆される。

**b) 繰返し載荷試験 (CVL, CCL, CEL) 結果**

静的載荷試験と同様に、ここでは、繰返し載荷試験における支持力—変形特性を明らかにした。

図-12(a), (b), (c)および(d)は、CVL 試験における繰返し鉛直応力  $\sigma_v$  と沈下量比が  $S_{v\text{major}}/B=3, 5, 10\%$  に至るに必要な繰返し載荷回数  $N_c$  との関係を示したものである。図より、構造物—地盤系の破壊は、繰返し三軸試験などの室内要素試験と同様に繰返し応力と繰返し回数の関係によって表現できるようである。また構造物の幅による比較では、幅が大きい程、所定の沈下量比に至るに必要な繰返し回数が顕著に増加している。このように、繰返し荷重場では、同一応力レベルで比較した場合、所定の変位レベルに至るに必要な繰返し回数の差として寸法効果の影響が現れている。

次に変形挙動を調べるために、図-13(a), (b)に CVL 試験で得られた地盤変形を示した。地盤の相対密度は 50% である。それぞれ沈下量  $S_{v\text{major}}$  が 10 および 20mm 時の変形を示している。繰返し載荷時においても、静的載荷条件下と同様に地盤が側方に流動しながら変形する様子が伺える。このことは、CCL 試験および CEL 試験においても同様に行われている<sup>18)</sup>。

図-14 は、地盤内側方変位量と沈下量の関係について示したものである。静的載荷試験の場合と同様に、沈下量が増加するにつれて、最大側方変位量  $\delta_{\text{max}}$  もほぼ線形的に増加している。これらの結果から、土量比と沈下量比の関係を整理した(図-15 参照)。ここで、図-15 では、地盤の繰返し変形挙動は荷重条件より構造物の沈下性状(塑性域の発達の様子)に強く依存していることが理解されよう。図-10 の静的載荷試験の場合と同様に、両者の間に荷重の初期段階を除いてユニークな関係が得られていることが注目される。また、図-10 と図-15 の比較より、繰返し載荷と静的載荷による土量比の発達状況の違いはないように思われる。特に変形パラメータ  $\zeta$ ,  $\eta$  は、静的載荷試験と同値 (CCL:  $\zeta=0.02, \eta=1.3$ ,

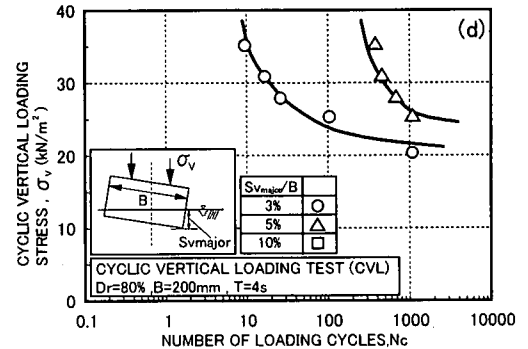
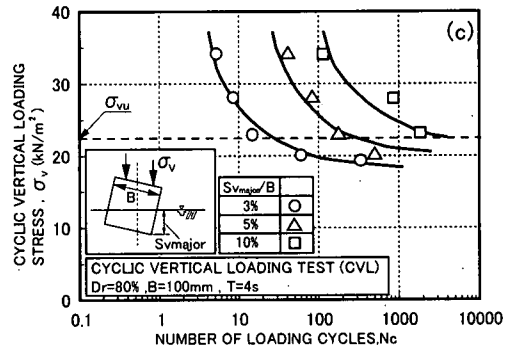
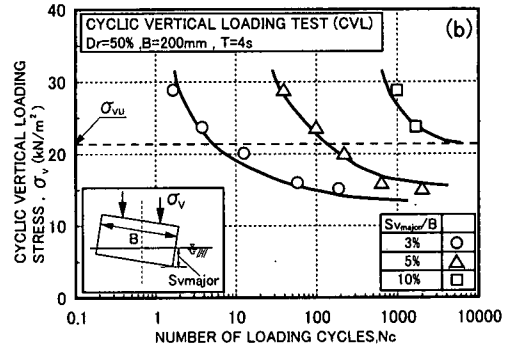
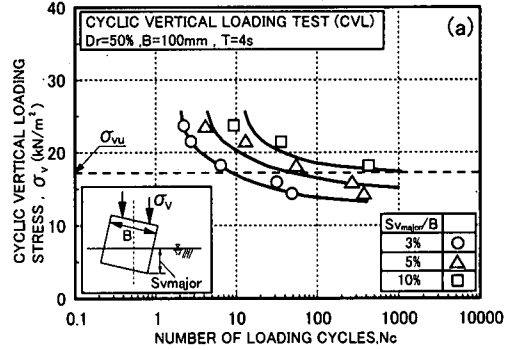


図-12 CVL 試験における繰返し強度特性：

- (a) B=100mm, Dr=50%, (b) B=200mm, Dr=50%
- (c) B=100mm, Dr=80%, (d) B=200mm, Dr=80%

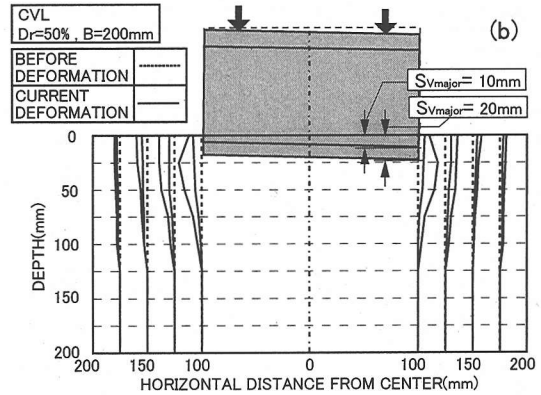
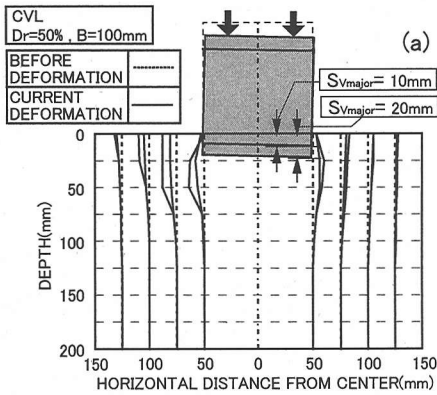


図-13 構造物の沈下と地盤内の変形 (CVL 試験:  $S_{vmajor}=10\text{mm}$ (内側),  $20\text{mm}$ (外側)) : (a) CVL,  $B=100\text{mm}$ , (b) CVL,  $B=200\text{mm}$

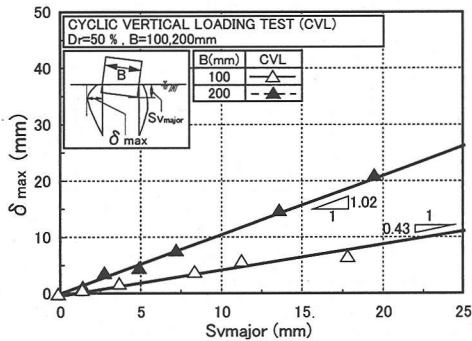


図-14 最大側方変位量と沈下量比の関係 (CVL)

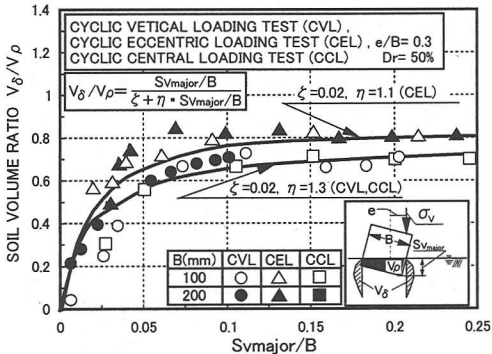


図-15 土量比と沈下量比の関係

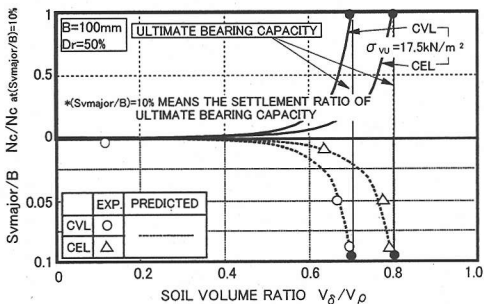


図-16 土量比と支持力の関係

CEL:  $\zeta=0.02$ ,  $\eta=1.1$ ) を示すようである。図示は省略しているが  $Dr=80\%$  においても同様なことがいえる。このことは、繰返し載荷場の側方流動挙動は、少なくとも偏心をともなう静的載荷場のそれから推定可能であることを示している。いずれにしても、本模型試験での土量比は、偏心の有無を除けば静的載荷条件や繰返し載荷条件の違い、構造物幅の影響を受けないパラメータであることが示唆された。

次に繰返し載荷場における土量比と支持力の動員度との関係を調べた。繰返し載荷試験は応力振幅一定の条件によって行われていることから、ここでは、静的載荷試験と同様に、沈下量比が  $S_{vmajor}/B=0.1$  に至った点を基準とし、その時の繰返し回数  $N_{c,at(Svmajor/B)=0.1}$  で任意の繰返し回数  $N_c$  を正規化した値  $N_c/N_{c,at(Svmajor/B)=0.1}$  を支持能力の動員度を表すパラメータとした。図-16 は土量比  $V_\delta/V_p$  と正規化された繰返し回数  $N_c/N_{c,at(Svmajor/B)=0.1}$  および沈下量比  $S_{vmajor}/B$  との関係を示したものである。図より、支持力の動員度と土量比の発達は良好な対応関係にあることがわかる。繰返し載荷の場合においても、地盤破壊の程度および地盤の流動挙動を表現する上で、土量比は有効であるといえる。

## (2) 構造物・地盤系の安定性評価

### a) 構造物・地盤系の破壊基準の検討

得られた結果に基づいて、ここでは静的荷重場及び繰返し荷重場にある構造物-地盤系の破壊の評価法を検討する。

図-17 は、まず上述の静的載荷試験 (SCL, SEL) における地盤が極限支持力状態に達したときのモーメント  $M$  と鉛直力  $V$  の関係を示している。図より構造物・地盤系の支持力特性は、過去の研究報告<sup>6), 7), 8)</sup> のような放物線状の破壊包絡線を示すようである。すなわち、以下のような表示式である。



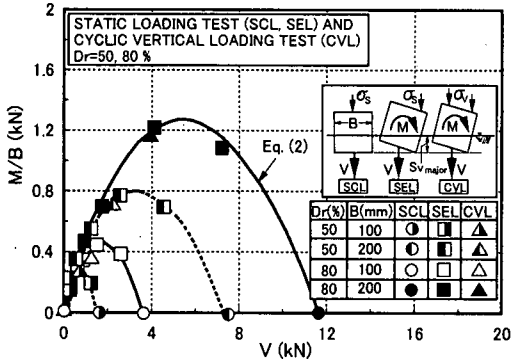


図-17 鉛直載荷試験のM-V関係

$$(H/t_b)^2 + (M/Bt_b)^2 - a(M/Bt_b t_b)H = (V/V_{max}(V_{max}-V))^2 \quad (2)$$

ここで、M、V、Hは構造物底部に作用するモーメント、鉛直力及び水平力（本試験では0）であって、 $V_{max}$ は鉛直力の最大値を、 $a$ 、 $t_b$ 、 $t_b$ は包絡線の形状係数を示す。この破壊包絡線については多くの研究者がその形状について考察しているが、特に放物線形状を有することが上界定理や下界定理によって明らかにされている<sup>7)、8)</sup>。式(2)に示すように、本試験においても同様な形状が得られている。 $V_{max}$ の大きさ、いわゆる構造物の幅や地盤の密度の違いに起因する最大鉛直力の変化によって破壊包絡線の大きさは変化するが、すべての条件で式(2)を満足している。このことから、本研究における一連の模型試験においてもM-V-H空間の破壊包絡線によって地盤破壊を評価可能であることが示されたといえよう。

次に繰返し鉛直載荷（CVL）試験の結果について同様な整理を行った。図-17中に、CVL試験による結果も併せてプロットしている。ここで静的と繰返し載荷条件での地盤強度を比較するために、CVL試験においても沈下量比が $S_{v_{major}}/B=0.1$ に至った点を基準とし、 $S_{v_{major}}/B=10\%$ 時の値を収束値とみなし繰返し強度 $\sigma_{vr}$ としている（図-12参照）。建築基礎構造設計指針<sup>19)</sup>では、基礎幅の10%程度の沈下量にて極限支持力が誘発されることを指摘している。図より、繰返し荷重（CVL試験）の破壊点は、静的載荷（SCL、SEL）試験で得られた破壊包絡線上を推移していることが明確である。これは地盤密度及び構造物の幅の違いによらず指摘されよう。よって、構造物・地盤系の破壊は、地盤の密度や構造物の幅に強く依存するものの、載荷条件の違いによる影響は極めて小さいことが定量的に明らかにされたといえる。

以上のことから、M-V-H空間の破壊基準を用いることによって、静的場及び繰返し場にある構造物-地盤系の支持力を評価できる可能性があることを示した。このことは、特に波浪場のような複雑な荷重条件下にある地盤破壊<sup>9)、20)</sup>を評価する上で有効な手段になると考えら

れる。

## b) 土量比と破壊モードとの関係

前述のように、土量比は地盤内の強度の動員度や変形特性を構造物幅、地盤密度及び載荷方法によらず式(1)に示すような双曲線関数として評価できることが示された。ここでは、土量比と破壊モードとの関係について詳細に調べた。図-10、15から明らかなように、 $\zeta$ に関してはすべての試験において同値( $\zeta=0.02$ )をとることがわかる。これは、沈下することによって生じる土量比の初期の発達状況は載荷方法によらないことを示すものである。そこで、ここでは $\eta$ の値が地盤の変形挙動に及ぼす影響が強いと考え、この値について考察した。

図-18は、まず滑動が主たる破壊と沈下が主たる破壊モードにおける土量比の変化を調べるために、式(1)中の変形パラメータである $\eta$ と構造物の水平移動量と沈下量の比 $S_{h_{major}}/S_{v_{major}}$ の関係を整理したものである。ここで、 $S_{h_{major}}/S_{v_{major}}$ が1以下のものは沈下が卓越する破壊モード（沈下モード）、1以上のものは滑動が卓越する破壊モード（滑動モード）とおおまかに分類している。なお、滑動破壊を再現するために行った波浪場の応力条件を再現した試験<sup>9)</sup>から得た結果についても併せてプロットしている。水平変位が顕著にならない沈下モードでは、 $\eta$ は前述の値(1.1~1.3)を示すが、水平変位の卓越する滑動モードでは水平移動量の増加にともなって $\eta$ も大きく（土量比が小さく）なっている。このように、 $\eta$ は破壊モードに強く依存していることが伺える。

次に、沈下が主たる破壊モードである場合の $\eta$ の変化を調べた。図-19は、不同沈下量 $S_{v_{diff}} = |S_{vr} - S_{vl}|$ （図-2参照）と $\eta$ の関係を示している。構造物の不同沈下がない場合は、 $\eta$ は1.3（土量比は0.7）を示すようである。しかしながら、不同沈下量がある場合はその値以下（土量比は0.7以上）になる。これは、破壊モードが沈下の場合と沈下形態に回転モードが組合わさった場合とでは、両者に違いが現れていることを示すものである。また、 $\eta$ は不同沈下量が増加することによって低下→一定値になる傾向にある。これは、ある不同沈下量を越えれば（本試験では $S_{v_{diff}}/B > 0.3$ ）、純粋な回転モードになり、沈下土量と側方流動土量の比がある値（土量比は0.8）に落ち着くことを示している。このように破壊モードと $\eta$ の間には一義的な関係が存在するようであり、このことを定式化すれば以下ようになる。

$$\eta = 1 / (a \cdot S_{v_{diff}}^2 + b \cdot S_{v_{diff}} + c) \quad (3)$$

本模型試験での $a$ 、 $b$ 、 $c$ は、図-19中に示すような係数である。この関係を得ることができれば、沈下モードにおける土量比の発達の様相が推定可能となる。

このことから、沈下が主たる破壊モード領域において

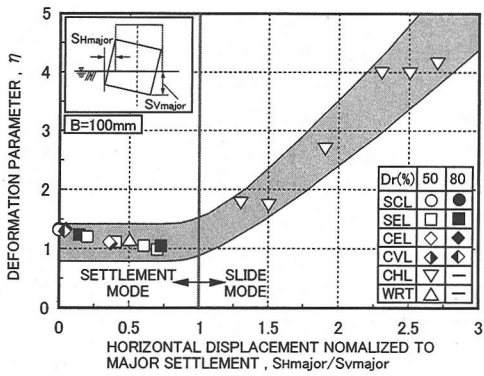


図-18 破壊モードとηの関係

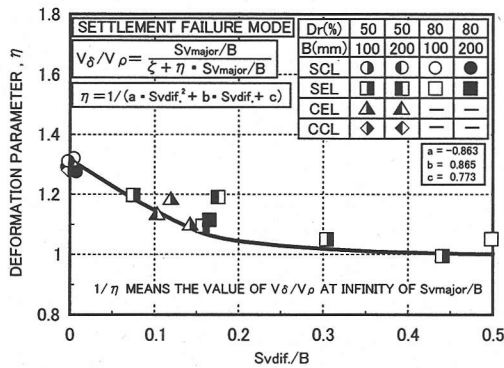


図-19 ηと不同沈下量の関係

も地盤の変形挙動は種々変化することがわかった。特に不同沈下量の把握は重要である。しかしながら、不同沈下量のみでの評価では、すべての破壊モードの特性を評価することができない(例えば、滑動破壊における  $Sv_{diff}=0$  の場合など)ことは明白である。それゆえ、水平滑動量、沈下量、不同沈下量の3つ計測値の把握が極めて重要になってくるが、少なくとも想定される破壊モードと構造物の沈下量を把握することができれば、地盤内の変形挙動を示すパラメータ、すなわち土量比を求めることが可能となり、地盤内側方変形量の評価ができることになる。

## 5. 結論

一連の模型実験と考察より次のような結果を得た。

- (1) 本研究で提案した土量比パラメータを用いて構造物-地盤系の変形挙動を調べたところ、構造物の幅、荷重方法によらず、一義的に表現可能であることが示された。
- (2) 支持力におよぼす寸法効果の影響は従来から指摘されているように大きいものの、地盤の支持力は静的あるいは繰返しなどの荷重方法によらず一定の破壊基準により

整理可能であることが明らかにされた。

- (3) 提案した土量比パラメータは、支持力の動員度や地盤内の変形挙動を簡便に計測可能な沈下量を用いることによって推定可能である。このことから、土量比は構造物・地盤系における安定性の評価に利用できる。

**謝辞**：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に元室蘭工業大学大学院生 長谷 一矢氏(現 北海道開発局)、飯田 和弘氏(現 鹿島建設(株))の協力を得た。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) De Beer, E.E : Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, *Proc. of Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundation*, pp.15-33, 1965.
- 2) 山口柏樹, 木村孟, 藤井斉昭 : 遠心荷重装置による浅基礎の支持力実験, *土木学会論文報告集*, No. 233, pp. 71-85, 1975.
- 3) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N. : On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.4, pp.11-22, 1976.
- 4) 小田匡寛, 古戸幸博 : 浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味, *土木学会論文報告集*, No. 321, pp. 113-122, 1982.
- 5) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M.S.A : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Proc. of Geotech. Eng. Congress, Special Publication*, No.27, ASCE, Vol.2, pp.788-802, 1991.
- 6) Butterfield, R. and Gottardi, G. : A complete three-dimensional envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.181-184, 1994.
- 7) Ukritchon, B., Whittle, A. J. and Sloan, S. W. : Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No. 3, pp. 265-276, 1998.
- 8) Michalowski, R.L. and You, L. : Non-symmetrical limit loads on strip footings, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, pp.195-203, 1998.
- 9) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏 : 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動, *土木学会論文集*, No. 624/III-47, pp. 65-75, 1999.
- 10) Tani, K. : Stability of skirted gravity foundations

- on very soft clay, *Ph. D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ.*, 1990.
- 11) 三浦清一, 横浜勝司, 川村志麻, 宮浦征宏: 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, *海岸工学論文集*, Vol. 45, pp. 876-880, 1998.
  - 12) 宮浦征宏, 三浦清一, 横浜勝司, 川村志麻: 地盤の変形特性を考慮した海洋構造物の変位量推定法, *海岸工学論文集*, Vol. 46, pp. 936-940, 1999.
  - 13) 三浦清一, 川村志麻, 田中則男: 波浪力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*, Vol. 43, pp. 1016-1020, 1996.
  - 14) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. of 3rd ICSMFE*, Vol. 1, pp. 440-445, 1953.
  - 15) 木村孟, 藤井斉昭, 斉藤邦夫, 日下部治: 砂中の浅基礎の支持力に関する研究, *土木学会論文報告集*, No. 319, pp. 97-104, 1982.
  - 16) 宮浦征宏, 飯田和弘, 三浦清一, 川村志麻: 構造物・地盤系の支持力・変形特性に及ぼす寸法効果の影響とその評価, 第35回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 885-886, 2000.
  - 17) 柴田徹, 関口秀雄: 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, *土木学会論文報告集*, No. 301, pp. 93-104, 1980.
  - 18) 川村志麻, 三浦清一, 宮浦征宏, 横浜勝司, 飯田和弘: 静的・繰返し荷重場にある構造物-地盤系の変形挙動, 第35回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 887-888, 2000.
  - 19) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 1988.
  - 20) Yokohama, S., Miura, S., Kawamura, S. and Miyaura, M. : Mechanical behavior of sand bed-coastal structure system subjected to cyclic loading, *Proc. of Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000*, pp. 555, 2000.

(2000. 5. 16 受付)

## CHANGE IN BEARING CAPACITY-DEFORMATION BEHAVIOR OF STRUCTURE- SAND GROUND SYSTEM DUE TO DIFFERENCE IN TYPES OF LOADING AND ITS EVALUATION

Masahiro MIYAJURA, Seiichi MIURA, Shima KAWAMURA and Shoji YOKOHAMA

In order to clarify bearing capacity of a structure-sand ground system subjected to various types of loading, a series of model tests were carried out under several static and cyclic loading conditions. It was found that; (1) lateral flow behavior of the ground depends strongly on the settlement performance of a structure, (2) bearing capacity of the ground can be evaluated by a failure envelope which is depicted in M-V-H plane irrespective of the difference in loading conditions, and (3) stability of the sand ground-structure system may be evaluated by using the parameter  $V_g/V_p$  which is adopted as the measure of lateral deformation volume in this study.