

## 静的および繰返し荷重を受ける砂地盤—構造物系の変形挙動の解析

Deformation Analysis of Sand Ground-Structure System Subjected to Static and Cyclic Loadings

横浜勝司\*・川村志麻\*\*・三浦清一\*\*\*

Shoji YOKOHAMA, Shima KAWAMURA and Seiichi MIURA

\*正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 (〒079-0197 美唄市字美唄 1610-1)

\*\*正会員 工博 室蘭工業大学助手 工学部 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

\*\*\*フェロー 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)

This study aims to clarify analytically mechanical behaviors of a sand-structure system subjected to static and cyclic loadings. In particular, the settlement-lateral deformation behaviors of the ground bearing a structure are focused. A series of FEM analysis based on Mohr-Coulomb formulas with non-associated flow rule was carried out to accomplish the purpose. The analysis results obtained were detailedly compared with those of the model static and cyclic tests performed on the two-dimensional soil box. On the basis of these results, the applicability of FEM analysis to evaluate the deformation behaviors of the ground-structure system was made clear.

**Key Words** : FEM analysis, model test, sand ground, lateral flow deformation, settlement

### 1. はじめに

海洋開発事業の重要性が高まる中、海洋域にある構造物および支持地盤の安全性を的確に評価することが望まれている。しかしながら、波浪のような複雑な繰返し荷重条件下では、外力—構造物—支持地盤の相互作用が非常に複雑であるために、地盤—構造物系の力学挙動を適切に評価することは難しいと言われている。

このような荷重条件下にある地盤の変形挙動を調べるために、一連の模型実験が行われてきている。繰返し荷重を受ける地盤は構造物の沈下に伴って側方流動的に変形すること、及び側方流動の大きさは構造物の沈下性状に依存すること、などが明らかにされている<sup>1)</sup>。

そこで本研究では、構造物の沈下に伴う地盤の側方流動変形挙動を有限要素法による弾塑性解析によって、どのように評価できるかを検討した。

ここでは、はじめに静的中心荷重を受ける地盤—構造物系の沈下—側方流動変形挙動を再現するための地盤パラメータを詳細に検討した。さらに、静的偏心荷重場における地盤—構造物系の変形挙動を適切に表現する手段として、FEM 解析に用いるパラメータの荷重条件の依存性を考慮し、地盤内の変形挙動の再現を試みた。その妥当性を一連の模型実験で得た実測値と比較することによって検証した。その結果に基づいて、簡便な FEM 解析の弾塑性解析から、繰返し荷重場にある地盤の変形挙動を評価する手法について検討した。

### 2. 変形解析

地盤の変形を有限要素解析により調べるために、図-1 に示されるような要素分割<sup>2) 3)</sup>を行っている。これは後述する模型試験における模型砂地盤と模型構造物に対応したものであり、二次元平面ひずみ条件である。解析範囲は長さ 2000mm、深さ 400mm、要素数 630、節点数 2009 である。底面および左右側面は固定端として鉛直および水平方向の変位を拘束している。

地盤の構成モデルには Mohr-Coulomb の破壊基準を用いている。また降伏関数と塑性ポテンシャル関数をそれぞれ  $F$  および  $\Psi$  とすると、両者は以下の関数で表現される。

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2c \cdot \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (1)$$

$$\Psi = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2c \cdot \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (2)$$

ここで  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  はそれぞれ土要素に作用する最大および最小主応力、 $c$  は粘着力、 $\phi$  は内部摩擦角である。また  $\phi$  はダイレイタンシー角であり、本解析は  $\phi \neq \phi$  とした非関連流動則によっている。なお、ここでは  $\phi = 0$  として解析している。

有限要素の離散化は Galerkin 法を用いている。さらに計算の収束判定として、 $\{R\} = [K]\{u\} - \{F\}$  のように表される残差ベクトル  $\{R\}$  のスカラー値が初期値(1 回目の収束計算での値)の 0.1% 以下になったときを収束とみなし、計算している。ここで  $[K]$  は剛性マトリクス、 $\{u\}$  は変位ベクトル、 $\{F\}$  は節点に作用する外力ベクトルを示している。

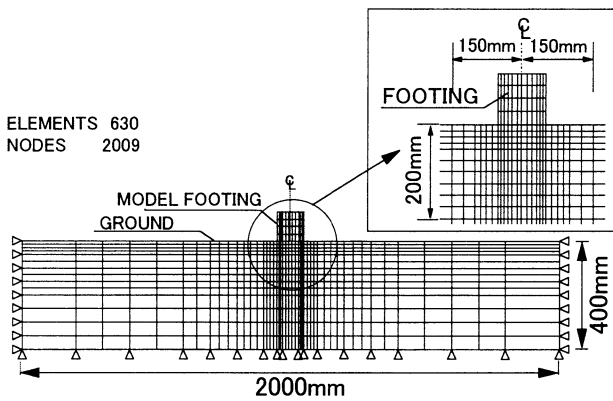


図-1 変形解析に用いたメッシュ

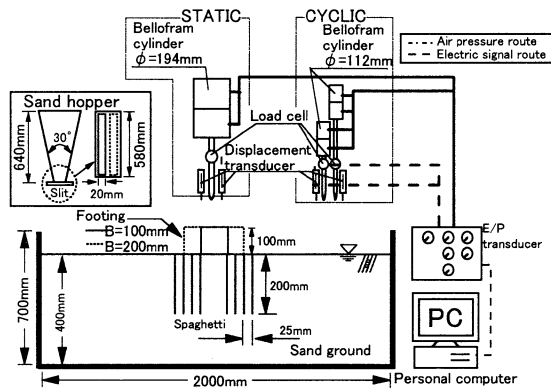


図-2 二次元平面ひずみ模型試験装置

### 3. 模型試験装置と方法

#### 3.1 試験装置

地盤の変形挙動を調べるために、静的荷重試験と繰返し鉛直中心荷重試験を行った<sup>1)4)</sup>。用いた装置は模型土槽と荷重装置である。図-2に装置図を示す。

模型土槽は長さ 2000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。模型地盤には豊浦砂( $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax} = 1.648 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.354 \text{ g/cm}^3$ )を用いている。模型地盤はサンドホッパー(頂角  $30^\circ$ 、高さ 640mm)から豊浦砂を空中落下させる方法で作成された<sup>1)</sup>。本研究では地盤厚さ  $H_s$  が 400mm、相対密度  $D_r$  が 50%の地盤が作成されている。地盤作成後、間隙を飽和させるために、土槽底部に取り付けられた 8 個のポーラスストーン(直径 50mm)から地盤構造を乱さないように、ゆっくりと通水している。

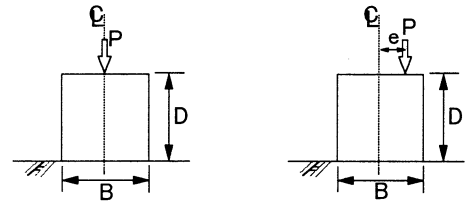
模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体であり、模型地盤作成後に表面中心部に設置される。なお構造物と地盤の接触面を完全粗なる条件にするために、模型構造物底面にサンドペーパー(G120)を貼り付けている。

静的および繰返し荷重装置は、図-2 に示すように、ベロフラムシリンダーを介して模型構造物に想定した荷

#### STATIC LOADING TEST ( $B=100\text{mm}$ , $D=100\text{mm}$ )

CENTRAL LOADING (SCL)

ECCENTRIC LOADING (SEL)



$$e/B = 0.15, 0.3, 0.5$$

#### CYCLIC CENTRAL LOADING TEST (CCL)

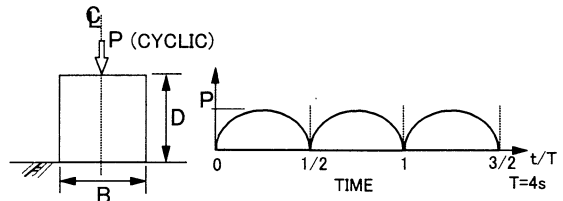


図-3 試験方法(静的および繰返し荷重試験)

重を与えることが可能である。また、繰返し荷重装置は 2 本のロッドより半正弦波荷重を任意の位相差で模型構造物に与えることができるようになっている。これらの装置には、ロードセルおよび変位計が設置されており、試験中に荷重値と構造物の鉛直変位量が測定されている。また荷重の作用位置を変えることによって、荷重の偏心距離  $e$ (構造物中心線から荷重の作用点までの水平距離)を任意に設定できるようになっている。ここでは、偏心距離  $e$  を構造物幅  $B$  で除した偏心度  $e/B$  を指標として用いた。

#### 3.2 試験方法

図-3 は本研究で行った模型試験での荷重方法を示している。試験は模型構造物に静的荷重を載荷させる静的荷重試験と、繰返し鉛直荷重を載荷する繰返し荷重試験である。静的荷重試験では、荷重を中心荷重条件(Static Central Loading Test, SCL と略称)と荷重の偏心度  $e/B$  を 0.15, 0.3, 0.5 に設定した偏心荷重条件(Static Eccentric Loading Test, SEL と略称)で載荷しており、偏心度の違いが地盤の変形挙動に及ぼす影響を調べている。なお、荷重速度は  $0.3 \text{ kN/m}^2/\text{min}$  である。一方、繰返し荷重試験では、構造物に中心荷重条件 (Cyclic Central Loading Test, 以下 CCL と略称) で試験を行った。半正弦波荷重を周期 4 秒で模型構造物に与え、荷重方法の違いによる変形挙動の変化を調べた。

#### 3.3 構造物および地盤の変形量の定義

図-4 は構造物および地盤が変形した状態を模式的に示したものである。FEM 解析および模型試験の結果を用いて地盤・構造物系の変形挙動を評価するために、図中に示されるような各変形量(構造物変位量および地盤内の変形)を測定した。

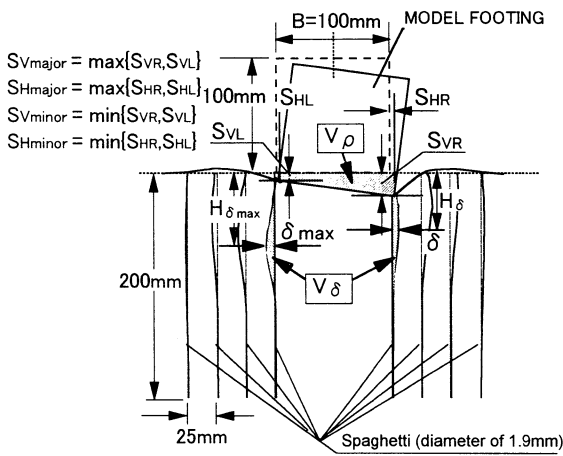


図-4 地盤-構造物系の変位量の定義

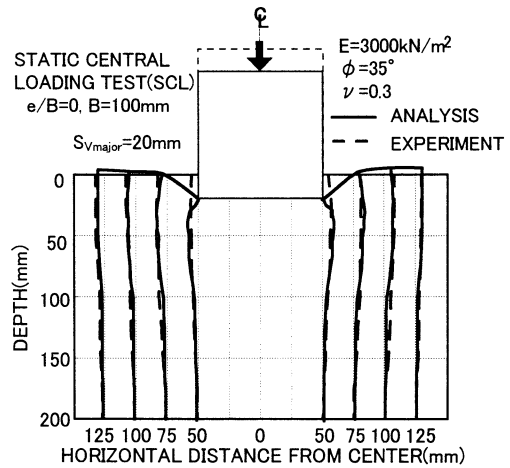


図-6 地盤-構造物系の変形(SCL, Dr=50%)

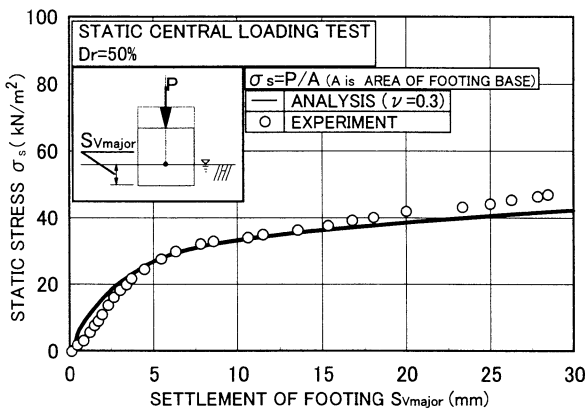


図-5 支持力-沈下量関係(SCL, Dr=50%)

本研究では図示のように、構造物の左右の下部端点における沈下量をそれぞれ  $S_{VL}$ 、 $S_{VR}$  とし、両者のうちの大きい方の値を  $S_{Vmajor}$ 、小さい方を  $S_{Vminor}$  とした。また同様に、同地点の水平移動量を  $S_{HL}$ 、 $S_{HR}$  と定義し、そのうちの大きい方の値を  $S_{Hmajor}$ 、小さい方を  $S_{Hminor}$  とした。これらの値は載荷ロードに設置されている変位計の測定値を用いて幾何学的に計算されている。

また構造物の変位に伴う地盤の側方流動変形を実験的に調べるために、直径 1.9mm のスパゲティ<sup>1)</sup>を地盤内に挿入し、試験中にそれらの変形量を測定している。なおスパゲティは地盤の深さ 200mm まで挿入されており、その位置は模型構造物底部の左右端点、およびその点から 25mm 間隔に挿入している。スパゲティは地盤の変形に影響を与えないような剛性(初期剛性の 4%以下)になった後、試験が開始されている<sup>6)</sup>。

地盤内の側方変形はこのスパゲティの変位量(水平変位量)を測定することによって把握されている。すなわち、構造物端点の位置に挿入されたスパゲティの水平変位量を測定し、その値を側方変位量  $\delta$  として測定している。

これらの構造物の沈下量およびスパゲティの変形量から、沈下土量  $V_\rho$ 、側方流動土量  $V_\delta$  を算出している(図-4 参照)。ここで、

- ・沈下土量  $V_\rho$  : 構造物が地盤に沈下した部分の単位奥行き当りの体積。
- ・側方流動土量  $V_\delta$  : 地盤が側方に変形した部分の単位奥行き当りの体積。

以下、これらの指標を用いて解析と考察を進めた。

#### 4. 静的載荷試験での変形挙動

##### 4.1 中心載荷条件(SCL)の解析と実験結果

静的中心載荷条件下にある砂地盤の支持力特性を調べるために、図-5に SCL 試験の数値解析および模型試験結果から得られた支持力-沈下量関係を示している。なおここでの解析に用いた地盤のパラメータは、弾性係数  $E=3000\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi=35^\circ$ 、ポアソン比  $\nu=0.3$  としており、豊浦砂の相対密度  $Dr=50\%$  に対応した値<sup>7)</sup>を用いている。また模型構造物は弾性体として解析しており、弾性係数、ポアソン比をそれぞれ  $2.1 \times 10^8 \text{kN/m}^2$  および 0.3 に設定した。なお、載荷は模型構造物底面与えられるものとした。

沈下量  $S_{Vmajor}$  が 20mm~30mm 程度までにおいて、解析値と実測値が良く一致しているようである。なおここでの沈下量  $S_{Vmajor}=20\text{mm}$  は模型構造物幅  $B(=100\text{mm})$  に対して 20%となる( $S_{Vmajor}/B=0.2$ )。建築基礎構造設計指針<sup>8)</sup>等によると、地盤の極限支持力が誘発される時の構造物の沈下量は、基礎幅の 10%程度であると指摘されている。このことから、本解析結果は極限支持力が発生するまでの地盤の挙動を、再現できているものと考えられる。またこのような模型試験において、沈下量比  $S_{Vmajor}/B$  が 10%に達した時点で、地盤内に明瞭なくさびが形成され地盤が破壊されていることが確認されている<sup>9) 10)</sup>。また、本試験においても  $S_{Vmajor}/B$  が 10%に達した時点でくさびの形成を確認した。したがって、ここで採用したパラメータの値は、偏心度のない荷重条件における地盤の支持力特性を示す上で、妥当なもので

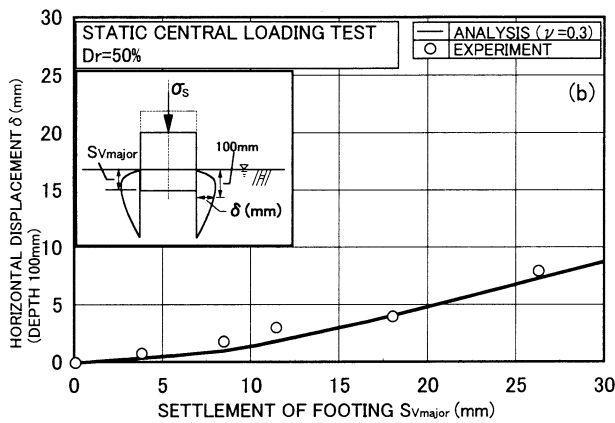
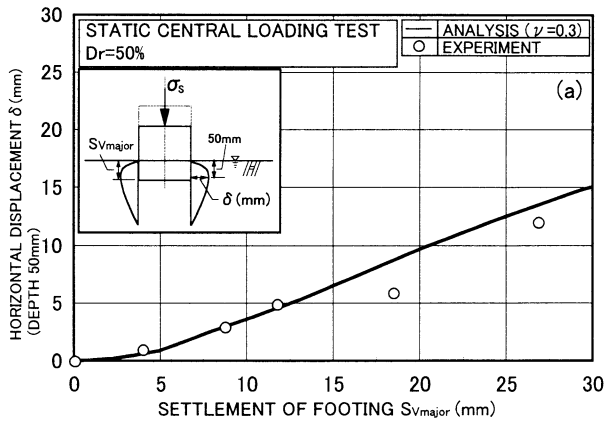


図-7 地盤内水平変位量  $\delta$  : (a)深さ 50mm, (b)深さ 100mm

あると考えられる。

次に、構造物-地盤系の变形挙動を調べるために、図-6において、沈下量  $S_{Vmajor}=20\text{mm}$  における地盤の变形図を模式的に示している。実線が解析値、点線が実測値を示している。この図より、本解析法は構造物の沈下に伴う地盤の側方变形挙動をよく再現していることが分かる。

さらに地盤内の变形挙動を詳しく調べるために、図-7(a), (b)に構造物の沈下量  $S_{Vmajor}$  と地盤深さ 50mm および 100mm 地点での地盤内側方変位量  $\delta$  の関係を示した。両図において、解析値および実測値の一致度が高いことが分かる。このことより本解析法は、構造物の沈下量の増加に伴う地盤内の側方変形量  $\delta$  の増加傾向を、実務上十分な精度で表現できると指摘される。

したがって、SCL に対する解析で用いた弾性係数、ポアソン比および内部摩擦角は、静的中心載荷条件下の地盤の側方变形挙動を再現する上で、妥当であることが分かった。

#### 4.2 偏心載荷条件 (SEL) の解析と実験結果

偏心荷重を受ける地盤の支持力特性を調べるために、図-8に荷重の偏心度  $e/B$  が 0.15, 0.3, 0.5 における SEL での支持力-沈下量関係を示した。ここで用いたパラメ

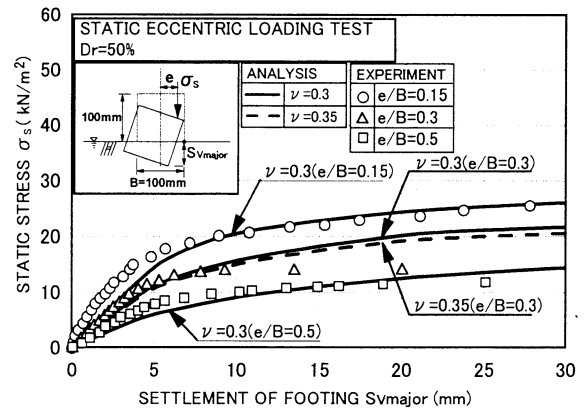


図-8 支持力-沈下量関係 (SEL,  $Dr=50\%$ )

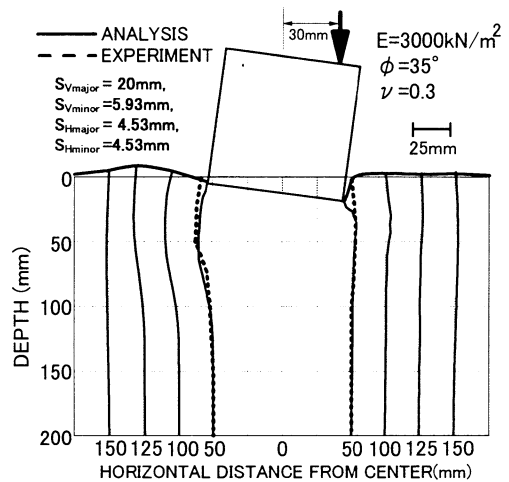


図-9 地盤-構造物系の变形 (SEL,  $e/B=0.3$ ,  $Dr=50\%$ )

ータである弾性係数および内部摩擦角は、先述の SCL 試験での値と同一である。またポアソン比の変化が解析結果に与える影響について検討するために、 $\nu=0.3$  の他にポアソン比を変えた解析も行った。偏心度が高くなるにつれて、支持力が低下する傾向は実測および解析値で見られており、Meyerhof<sup>14)</sup> が指摘しているような現象が再現されているようである。したがって解析値は、SCL 試験と同様に、偏心度がある場合にも地盤の支持力特性を表現できているようである。

同様に、図-9に偏心度  $e/B=0.3$ ,  $S_{Vmajor}=20\text{mm}$  における構造物-地盤系の变形図を示している。

図より、深さ 50mm 程度までにおいて、解析は側方変形量  $\delta$  を過小評価していることが見られている。しかし全体的な側方变形挙動は良く再現されているようである。なお模型実験において、荷重の偏心度が増加すると地盤が流動し易くなるという傾向<sup>4)</sup>が見られている。したがって図-9で見られた解析値と実測値の間の差は、荷重の偏心度が地盤の側方流動特性に影響を与えた結果が現れたことによって生じたものと考えられる。

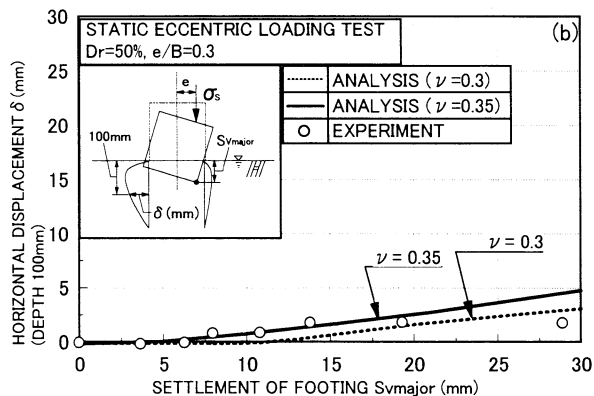
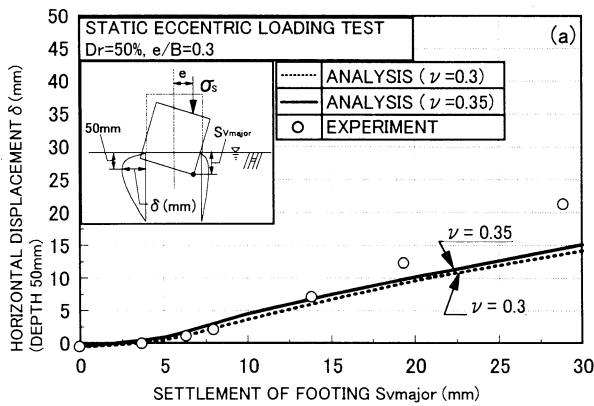


図-10 地盤内側方変位量  $\delta$  (SEL,  $e/B=0.3$ ,  $Dr=50\%$ ):  
(a) 深さ 50mm, (b) 深さ 100mm

さらに地盤内の側方変位量  $\delta$  について調べるために、図-10(a), (b)に側方変位量  $\delta$  と沈下量  $S_{vmajor}$  の関係を示した。それぞれ深さ 50mm および 100mm における  $\delta$  について示している。ポアソン比  $\nu=0.3$  での解析結果は点線によって、実測値はマーカー(○印)によって示されている。これらの図より、沈下量  $S_{vmajor}$  が 15mm 程度までは実測値と解析値がほとんど一致しているのが認められる。しかしながら、さらに沈下が進行することによって、解析値と実測値の差が大きくなっていることが分かる。

そこで荷重の偏心度が存在する時の、地盤の側方変形挙動を解析によって評価するために、地盤のポアソン比を変えた解析を試みている。前述の図-10(a), (b)には、ポアソン比  $\nu$  を 0.35 に設定して解析した結果を示している。この図より  $\nu=0.3$  と 0.35 での解析値を比べると、 $\nu=0.35$  の解析結果の方が若干高い  $\delta$  を与えるようになっていることが分かる。したがってこの場合は、 $S_{vmajor}=15\text{mm}$  程度までは、ポアソン比  $\nu=0.35$  の方が実測の  $\delta$  に近い値を与えるものと思われる。

なお、ポアソン比の変化が地盤の支持力-沈下量関係に及ぼす影響は極めて小さいことは、前述の図-8に示されている。 $\nu=0.35$  で解析したときの支持力-沈下量関係は  $\nu=0.3$  での解析値とほぼ同じであることが示されている。

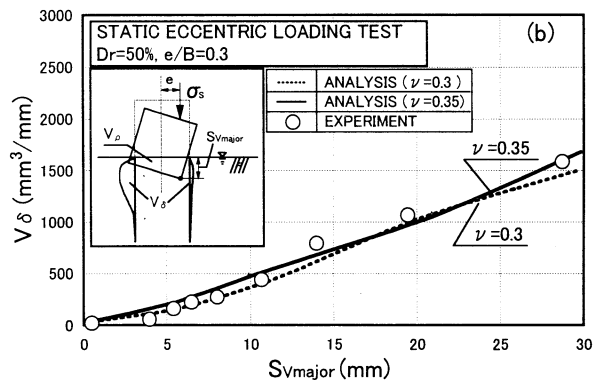
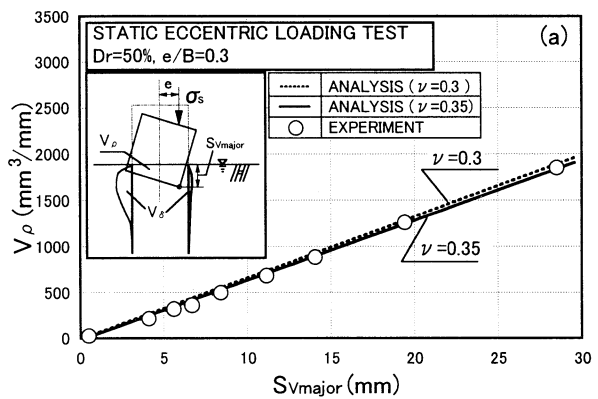


図-11 発生土量(SEL,  $e/B=0.3$ ,  $Dr=50\%$ ):  
(a) 沈下土量, (b) 側方流動土量

したがって、極限支持力の発生近くまでの段階における静的偏心荷重を受ける地盤の側方流動挙動は、地盤のポアソン比を変化させて解析することによってある程度評価可能であると言える。

#### 4.3 発生土量の解析

ここでは、地盤-構造物系の変形挙動を沈下土量  $V_p$  および側方流動土量  $V_\delta$  について解析値の妥当性を検討してみる。なおこれらの土量  $V_p$ ,  $V_\delta$  は、地盤-構造物系の側方変形挙動を表現できるパラメータ  $\lambda$  として、簡便かつ有効であることが明らかになっている。

図-11(a)および(b)は、SEL 試験(偏心度  $e/B=0.3$ )における構造物の沈下量  $S_{vmajor}$  と沈下土量  $V_p$  および側方流動土量  $V_\delta$  との関係を示している。また図中には、ポアソン比  $\nu=0.3$  と 0.35 での解析の結果を併せて示している。

(a)図より、沈下土量の解析および実測値の傾向はほぼ同一であることが分かる。またポアソン比の違いが結果に与える影響は認められない。したがって解析値は、偏心度がある場合でも沈下土量の発生挙動を再現可能であると言える。

一方(b)図においては、解析結果および実測値が示す側方流動土量の発生傾向はほとんど同様であり、構造物の沈下に伴って側方流動土量が増加する傾向が十分な精度

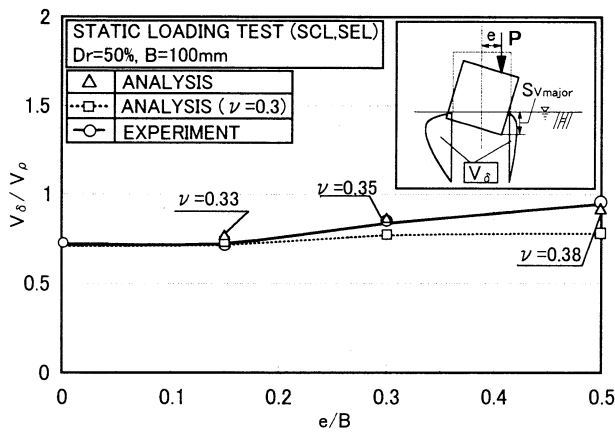


図-12 土量比-偏心率関係( $S_{V_{major}}=10\text{mm}$ )

で表現できているものと思われる。ただし、ポアソン比  $\nu=0.35$  の結果の方が、0.3の結果に比べてより実測に近い値を示しているようである。

したがって両図から、静的鉛直荷重を受ける構造物-地盤系の流動変形を FEM によって評価する際には、荷重の偏心率に応じて地盤のポアソン比を変化させて解析する方が有利であることが伺える。

そこで、構造物の偏心率と地盤のポアソン比の関係について詳しく調べるために、図-12には構造物の沈下量  $S_{V_{major}}$  が 10mm における土量比  $V_s/V_0$  と荷重の偏心率  $e/B$  の関係を示した。ここで土量比  $V_s/V_0$  は、構造物の沈下と地盤の側方流動の相対的な関係を表すものであることから、地盤の側方流動特性を表現できるパラメータ<sup>12)</sup>として採用されている。図では、それぞれの偏心率において実測土量比  $V_s/V_0$  を再現するようなポアソン比を設定して解析を行った結果が示されている。比較のために、図中にはポアソン比  $\nu=0.3$  での解析結果も示している。

実測値では、偏心率が増加すると土量比も増加する傾向が見られている。前述のように、これは荷重の偏心率の違いが地盤の側方流動挙動に及ぼす影響を示しているものである。一方、ポアソン比を 0.3 に設定した解析では土量比  $V_s/V_0$  がほぼ一定となり、偏心率の違いによる土量比  $V_s/V_0$  の変化を表すことができていないことが分かる。しかし、偏心率に応じてポアソン比を変化させると、地盤の側方流動変形をより適切に表現可能であることが分かった。

そこで、偏心荷重場にある地盤のポアソン比についてさらに詳しく検討するために、SEL に対する解析で設定した地盤のポアソン比  $\nu$  を SCL に対する解析で用いたポアソン比  $\nu_0$  を基本として、その偏心率  $e/B$  の依存性を調べた。

図-13より、荷重の偏心率  $e/B$  と  $\nu/\nu_0$  の間には次式のような関係が成立つようである。

$$\begin{aligned} \nu/\nu_0 &= a + b \cdot (e/B) \\ (a=1, b=0.55) \end{aligned} \quad (3)$$

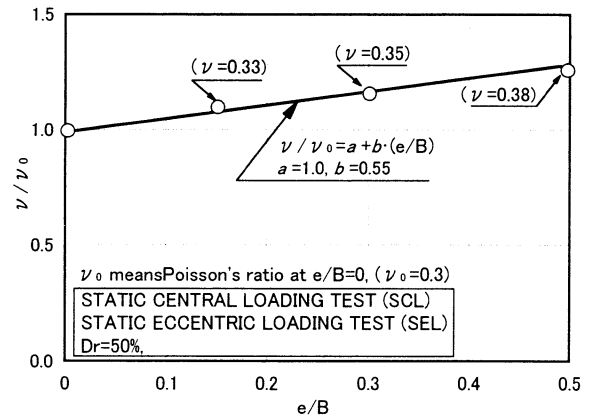


図-13 設定ポアソン比と偏心率の関係

ここで  $a, b$  は定数である。これより、静的偏心荷重が作用する地盤の変形挙動の解析を行う場合には、上式のような関係を考慮することにより、側方流動変形を再現できると指摘される。

## 5. 繰返し载荷試験の変形解析

### 5.1 繰返し荷重を受ける地盤の沈下挙動の評価

波浪のような繰返し荷重場にある地盤-構造物系の変形挙動を調べるために、ここでは基本的な载荷条件である、繰返し鉛直载荷条件での地盤の沈下挙動および側方流動変形の評価法について検討を行った。

まず、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の沈下挙動の特徴を明らかにするために、図-14に繰返し回数を地盤の剛性比によって正規化した値  $N_c/(E/E_0)$  と、 $N_c$  との関係を示した。ここで  $E$  は、繰返し応力  $\sigma$  とひずみ(沈下量  $S_{V_{major}}$  を模型地盤厚  $H_s$  で除した値)の比<sup>2)</sup>、いわゆる弾性係数を示している。また  $E_0$  は  $N_c=1$  時の  $E$  の値である。図より、 $N_c/(E/E_0)$  値と  $N_c$  との関係は直線的であることが分かる。したがって、繰返し载荷条件下の地盤の剛性の変化は、荷重の繰返し回数に関数として表現されるようである。

図-15は、構造物の沈下量  $S_{V_{major}}$  と荷重の繰返し回数  $N_c$  との関係を示したものである。繰返し载荷応力  $\sigma$  は  $50\text{kN/m}^2$  であり、地盤の相対密度は 50% である。実測値では、载荷初期段階において沈下量が急激に発生するが、その後は徐々に蓄積しながら一定値に収束するような **hardening** 挙動を示している。そこで地盤の剛性が、繰返し回数が増加するにつれて高くなるものと仮定し、以下のように繰返し载荷による地盤の剛性変化<sup>2)</sup>を考慮した。すなわち、地盤の弾性係数  $E$  と繰返し回数  $N_c$  の間に以下の関係が成立つものとした。

$$E/E_0 = N_c / (c + d \cdot N_c) \quad (4)$$

ここで、 $E_0$  は  $N_c=1$  での地盤の弾性係数であり、先述のように  $3000\text{ kN/m}^2$  である。また、 $E$  は任意の  $N_c$  にお

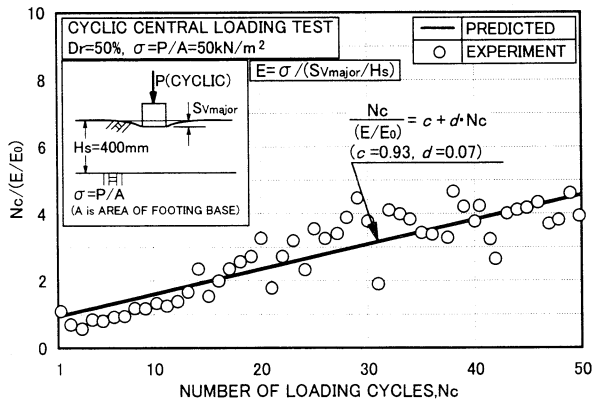


図-14 地盤の剛性と繰返し回数との関係

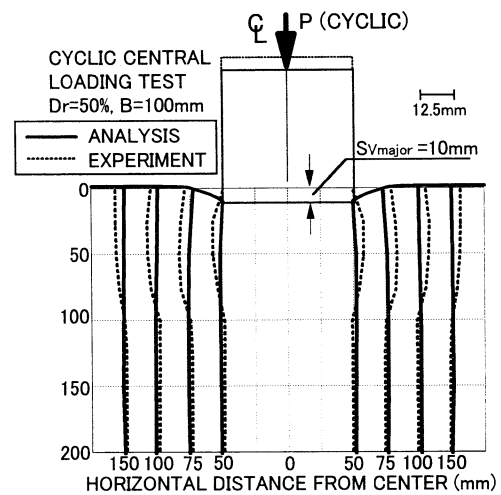


図-16 地盤-構造物系の変形(CCL,  $S_{vmajor}=10\text{mm}$ )

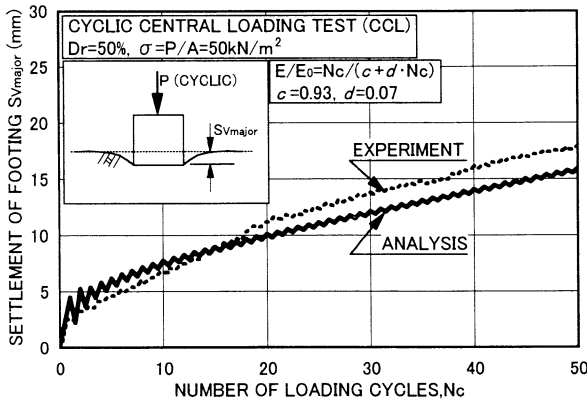


図-15 沈下量と繰返し回数  $N_c$  の関係(CCL,  $Dr=50\%$ )

ける弾性係数,  $c$  および  $d$  は定数である (ここでは  $c=0.93$ ,  $d=0.07$ ). 図-15 は, (4) 式を考慮して解析した結果を示している. ここで繰返し回数  $N_c$  は, 50 回までとしている.

これより, 繰返し回数  $N_c$  が初期段階, つまり沈下量が急激に発生するような領域では, 実測値と解析値の挙動が良く対応していることが明らかである. したがって (4) 式を考慮した解析法は, 繰返し载荷の初期段階における沈下挙動を適切に表現できると言える.

したがって, (4) 式のように繰返し载荷による地盤の剛性の変化を考慮した解析法は, 地盤-構造物系が急激に変形するときの挙動をある程度再現可能であり, 繰返し载荷を受ける地盤の初期沈下挙動を把握する上で, 有効であると考えられる.

## 5.2 繰返し荷重場での側方流動特性

次に, 繰返し荷重場にある地盤の側方変形挙動について調べるために, 図-16 は構造物の沈下量  $S_{vmajor}$  が  $10\text{mm}$  時での, 地盤の側方変形挙動を模式的に示したものである. 実線が解析値および点線が実測値を示している. この図より, 解析値は地盤の上層部において実測値を過小評価, 下層部では過大評価のみである. 繰返し载荷によるポアソン比の変化が考慮されれば, さらに良好

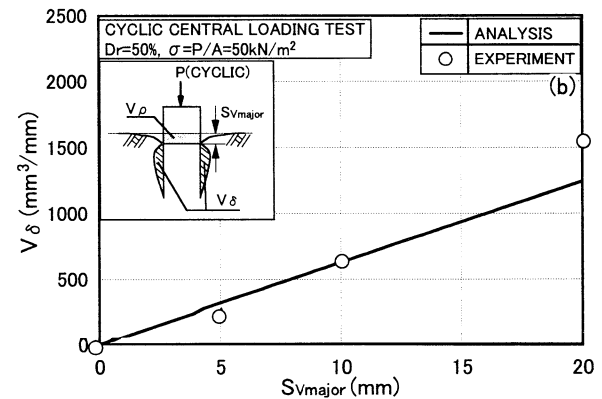
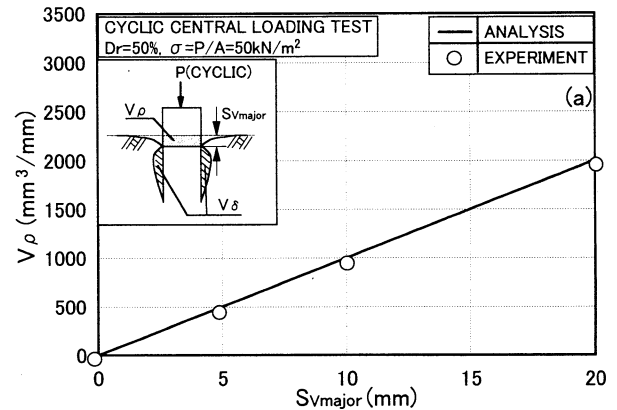


図-17 発生土量(CCL,  $Dr=50\%$ ):  
(a)沈下土量, (b)側方流動土量

な対応関係が得られると思われるが, その詳細については今後検討していきたい.

次に, 地盤内に発生する沈下土量  $V_\rho$  および側方流動土量  $V_\delta$  について検討した結果を示す. 図-17(a), (b) はそれぞれ沈下土量  $V_\rho$  と沈下量  $S_{vmajor}$  の関係および側方流動土量  $V_\delta$  と沈下量  $S_{vmajor}$  の関係を示している.

(a) 図から,  $S_{vmajor}$  の増加に伴う  $V_\rho$  の増加傾向は, 解析において良く再現されていることが分かる. また(b)

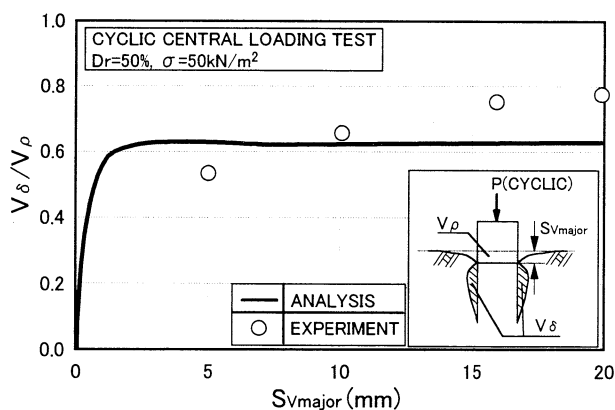


図-18 土量比と沈下量の関係(CCL,  $Dr=50\%$ )

図では、 $S_{vmajor}=10\text{mm}$  までにおいて、解析値は実測値を良く説明していることが指摘される。

したがって、地盤の沈下および側方流動に関する評価においては、(4)式のような考慮は必須であると言える。

図-18は、沈下に対する側方流動の相対的な関係を調べるために、土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  と沈下量  $S_{vmajor}$  の関係を示している。実測値によると、 $S_{vmajor}$  の増加に伴い  $V_{\delta}/V_{\rho}$  が双曲線的に増加しながら 0.8 程度の値に収束する傾向にある。解析は、そのような変形をある程度再現できているようであるが、土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  の収束値が 0.6 になっており、実測値と異なる結果を示した。ここでは地盤のポアソン比を 0.3 に固定して繰返し载荷に対する解析を行っている。しかし実測では、繰返し回数が増加するにつれて、地盤の側方流動変形の程度が大きくなっているために、解析と実測値での土量比の収束値に違いが生じたものである。繰返し荷重を受ける地盤の側方流動変形を FEM によって正確に評価するためには、先述のように繰返し载荷による地盤のポアソン比の変化を考慮した議論が必要である。

## 6. 結論

一連の解析および模型試験から、以下の結論を得た。

- (1) 偏心荷重を受ける地盤の側方流動変形を FEM によって再現するためには、荷重の偏心度に伴う地盤のポアソン比の変化を考慮する必要がある。
- (2) 繰返し荷重を受ける地盤において、地盤の剛性変化を考慮すれば、より適切な繰返し荷重場の変形解析を行うことができるようである。

## 謝辞

本解析において高橋朋代君(計測技販(株))、実験に宮浦征宏君(北海道大学大学院)、飯田和弘君(鹿島建設(株))各君の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) たとえば、川村志麻、三浦清一、横浜勝司、宮浦征宏：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実験、土木学会論文集, No.624, III-47, pp.77-89, 1999.
- 2) 横浜勝司、高橋朋代、三浦清一、川村志麻：繰返し荷重を受ける地盤・構造物系の変形挙動の FEM 解析による評価、第 34 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.385-386, 1999.
- 3) 横浜勝司、高橋朋代、三浦清一、川村志麻、木幡行宏：FEM 解析による構造物・地盤系の側方流動変形の評価、地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 40 号, pp.237-246, 2000.
- 4) 川村志麻、飯田和弘、宮浦征宏、横浜勝司、三浦清一：静的および繰返し荷重場にある構造物支持地盤の変形特性、土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, 第三部門, pp.30-31, 1999.
- 5) Tani, K. : Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, *Ph. D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ.*, 1990.
- 6) 横浜勝司、高橋朋代、三浦清一、川村志麻：静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動に関する FEM 解析、地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 39 号, pp.37-46, 1999.
- 7) Miura, S and Toki, S : A sample preparation methods and its effects on static and cyclic deformation · strength properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.61-77, 1982.
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988.
- 9) 三浦清一、瀧本聖吾、川村志麻、萩原淳平：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集, 第 34 号, pp.194-201, 1994.
- 10) 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, *Proceedings of Geotechnical Engineering Congress, ASCE Special Publication No.27, ASCE*, Vol.2, pp.788-802, 1991.
- 11) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads, *Proceeding of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.440-445, 1953.
- 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.946-950, 1999.

(2000年4月21日受付)