

鹿島建設 正会員 ○ 飛田 研一郎
 銭高組 正会員 藤原 正明

1 まえがき 平面ひずみ状態を仮定したモデル実験により砂地盤の支持力と内部変形を求め、有限要素法による弾塑性解析の結果と比較検討する。モデル実験から砂地盤の支持力、荷重による地盤内部の砂粒子の変位方向と変位量および変位の影響範囲が明らかとなり、それより地盤内部のひずみ ε_x , ε_y , γ_{xy} が近似的に計算される。モデル実験の装置および実験方法については参考文献 1) を参照されたい。

2 土質定数の決定 有限要素法による弾塑性解析において入力に必要な土質定数は初期弾性定数 E (kg/cm^2), ひずみ硬化率 H (kg/cm^2), 降伏応力 Q_y (kg/cm^2), ポアソン比 ν である。モデル実験に使用した気乾状態の豊浦標準砂の土質定数を決定するために排気状態で三軸試験を行った。試験結果を図-1と図-2に示す。 E_0 , H' , Q_y は側圧 Q_3 に大きく依存することがわかる。ここではモデル実験の状態を考慮して, $E_0 = 50 \text{ kg/cm}^2$, $H' = 1 \text{ kg/cm}^2$, $Q_y = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ とし, $\nu = 0.4$ と仮定して入力データとした。

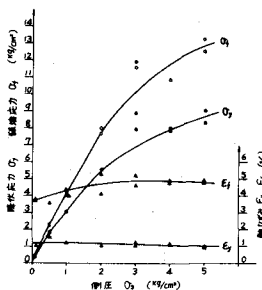


図-1

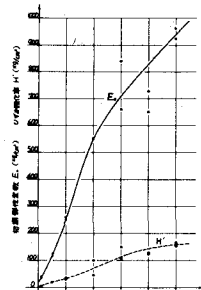


図-2

3 荷重-沈下曲線 モデル実験の結果とFEM解析の結果とを一つのグラフ上にプロットしたのが図-3である。図中実験1というのは載荷板の幅が20cmの場合、実験2というのは載荷板の幅が10cmの場合で、地盤密度はともに約 1.64 g/cm^3 である。実験1の荷重-沈下曲線はなだらかな曲線となり変曲点は明瞭でないが実験2では変曲点が明確に現われる。砂地盤では極限支持力は載荷板の幅に比例するといわれるがこの実験結果では正比例の関係にはない。FEM解析の結果は実験1の曲線にはば重なる。この曲線では変曲点は正確には指摘できないが、荷重-沈下状況の推定は可能である。砂地盤では荷重-沈下曲線は一般に実験2のような形となるが、地盤の破壊後の曲線の急激な曲ガリを有限要素法による弾塑性解析の手法で近似するには限度がある。

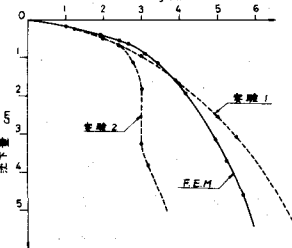


図-3

4 塑性域の成長 地盤が荷重を受けたとき内部で発生する塑性域の拡大状況と各ステージにおける荷重と載荷板の沈下量の関係を表わしたのが図-4である。分割要素の節点の変位の境界条件は、載荷板底面では鉛直方向自由、水平方向固定、載荷板中心鉛直下の境界面および無限遠方を仮定した他の鉛直境界面においては鉛直方向自由、水平方向固定、底部は鉛直方向固定、水平方向自由で底部の両端は水平鉛直方向とも固定とする。節点数73要素数119である。塑性域ははじめに載荷板の端部付近から発生し、載荷板直下の三角形領域をしばらく弾性状態に保ったまま下方および水平方向に拡大成長する。載荷板直下の弾性核の頂点部分は荷重値が指定した降伏応力の3.5~4.0倍になると塑性状態に達するが、載荷板底面に接する浅い領域が塑性状態になるのは荷重値が降伏応力の約5倍になったときである。

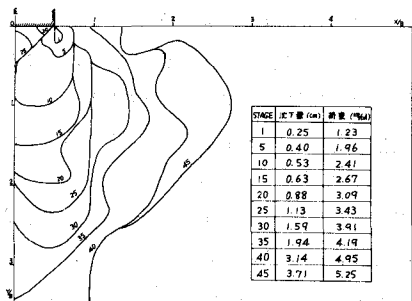
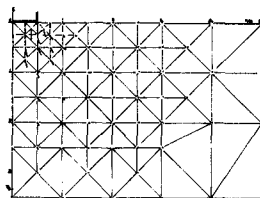


図-4

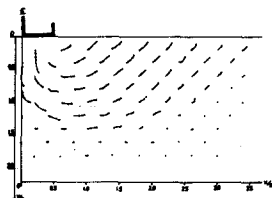
5 指標変位図

図-5 (a)にFEM解析による節点変位図、(b)に実験による指標変位図の一例を示す。実験によれば指標の移動する点としない点が明瞭に区別されるが、地盤のすべり破壊発生後の指標の位置を観察することによってすべり面の形が推定される。載荷板鉛直下では指標が鉛直下方へ移動することから弾性核の形成が確かめられる。すべり領域内の指標は水平面に対して約45°の角度で押し上げられる。FEM解析では、載荷板直下の節点は鉛直下方へ移動し、深さ $B/2$ (B : 載荷板の幅) 付近の点から側方への流動が見られ、載荷板端部から水平方向に距離 B 付近の点から節点は斜め上方に押し上げられる。地盤が破壊してすべりを生じた後の指標の移動をFEM解析で捕えることはできない。



(a) FEM解析

$S_{max} = 1.59 \text{ cm}$



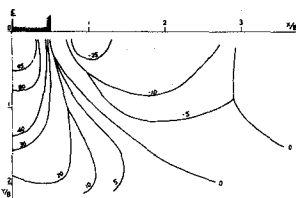
(b) 実験

$S_{max} = 3.80 \text{ cm}$

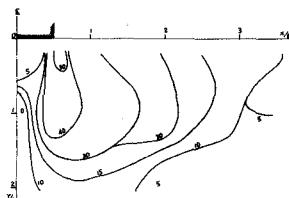
図-5 指標変位図

6 等変位線図

載荷板の沈下量に対する各指標の、鉛直方向および水平方向の相対的な変位量をそれぞれ $U(\%)$ 、 $R(\%)$ と表わして等値線を引いたのが図-6である。ただし鉛直方向は下向きを正、水平方向は右向きを正とする。載荷板下には載荷板の沈下量に対して90~95%の割合で沈下する弾性核の形成が推定される。載荷板の沈下に伴って2次3次のすべり面が発生して変位の影響範囲は拡大される。載荷板の端部付近では水平方向への流動が大きく、その割合は静的載荷時には載荷板の沈下量に対して50%程度であるが振動載荷状態では80%程度となる。すなわち、振動繰返し荷重による変位の影響は、鉛直方向には少なく水平方向に大きくなるが地盤にすべり破壊を生じさせる荷重値が小さいために変位の影響範囲は小さい。



(a) 鉛直方向相対変位量 $U(\%)$

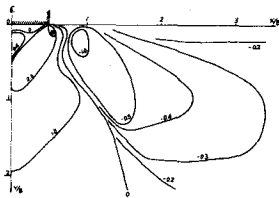


(b) 水平方向相対変位量 $R(\%)$

図-6 等変位線 (実験)

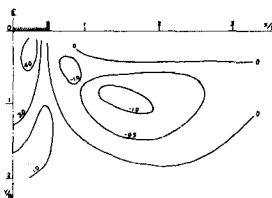
7 ひずみ分布

図-7 (a)にFEM解析による ϵ_x の分布の一例を、(b)に実験による ϵ_x の分布の一例を示す。地盤内部のひずみ ϵ_x 、 ϵ_y 、 σ_{xy} について解析および実験結果から、各ひずみとも載荷板端部において最大値をとり載荷板の沈下とともにその値は漸増するといえる。載荷板底面下に形成される三角形弾性核内では、各ひずみともその値は小さく、 σ_{xy} は他の領域内の値と符号が逆になる。この領域内では、他の領域に比べて土は圧縮による変形を受けにくい。また ϵ_x 、 ϵ_y ともほぼ同じ位置に値0となる境界面が形成される。この境界面を境にして ϵ_x と ϵ_y の符号は逆になるが値の絶対値を比較することにより、載荷板鉛直下の領域では体積が収縮し0ラインを越すと体積が増大することがわかる。各ひずみとも、地盤がすべり破壊を生じるまでは解析結果と実験結果はよく合致する。



(a) FEM解析

$S = 0.63 \text{ cm}$
 $\bar{\epsilon} = 2.67 \%$



(b) 実験

$S = 0.63 \text{ cm}$
 $\bar{\epsilon} = 1.70 \%$

図-7 ひずみ分布 $\epsilon_x (\times 10^{-2})$

8 あとがき

荷重を受ける地盤内の変形状態および応力状態を有限要素法で解析するのに、入力する土質定数を三軸試験で決定する場合、荷重の増加とともに土質定数は大きく変化するため側圧 O_3 の取り方が7の研究課題となろう。なを、本研究にあたり御指導いただいた京都大学交通土木工学教室の赤井浩一教授および足立紀尚助教に厚く感謝いたします。

参考文献

- 1) 松田、藤原：昭和48年度 土木学会関西支部年次学術講演会概要集、Ⅲ-37、1973年
- 2) 山田嘉昭：コンピュータによる構造工学講座 Ⅱ-2-A、培風館、1972年