

東北大 工学部 ○ 諸 ナ 靖 史

東北大 工学部 若 林 良 二

1. ま え が き

地盤の応力・沈下解析は土の応力と変形の関係を表現する係数を知らて行。土は決して弾性体ではないが、土が破壊荷重よりずっと小さい荷重を受けている時、あるいは荷重経路が簡単である時などは弾性論を準用することが出来、たとえばヤング率、ポアソン比に対応する量が一定考がえられる。問題はこれらの係数がどれ程応力依存性を有し、ダイレイタンスの影響を受けているかであり、又それらを求める実験方法である。

ここでは三軸試験機を用いて、種々の応力比条件下における排水状態での応力・歪曲係について砂に対して調べてみた。

2. 実 験 の 概 要

三軸試験器は特別に液圧と軸圧が分離出来るようにし、加圧ピストン部の摩擦を減少する為に関軸ブッシュを取り付けた。側圧はコントロールシリンダーを通して手動で加圧し、その値は $2\frac{1}{2}$ mmでは最少目盛 $0.025\frac{1}{2}$ mm, $2\frac{1}{2}$ mm以上は $0.1\frac{1}{2}$ mmのフルドン管で読み取った。軸圧の加圧は既成の三軸試験の載荷機構を利用して手動で行った。各載荷段階で、一定の側圧、軸圧に対して歪の最終値を記録し、応力・歪曲線を作成した。なお軸歪及び体積変化の測定には精度 $\frac{1}{1000}$ mmのダイヤルゲージ及び $\frac{1}{100}$ ccまで読み取れるビューレットを使用した。

試料には、名取川産の砂を用い、その均等係数は1.89、比重は2.66であった。

供試体は成形モールドの内側にゴムスリーブを真空で吸引しながら密着させ、その中に水を満し、試料を注入する。この供試体にわずかの真空($0.20 \sim 0.25 \frac{K}{mm^2}$)をかけてモールドをはずした。供試体は高さ 12.0 mm、直径 5.0 mmの円筒形で、完全飽和しており、ややゆるいものと、密なものとの2種類である。

ゴムスリーブの側圧増加による粒子間内フンは体積変化の読みに誤差を与える。これに対して文献(1)のMethod IIにしたがって補正を行った。補正値は全体の体積歪に対して30%~40%に達している。

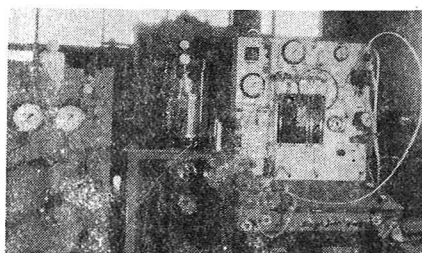


写真1 実験装置

写真左部：側圧調整用シリンダー

〃 中央部：三軸室、軸圧載荷機構

〃 右部：体積変化測定用ビューレット

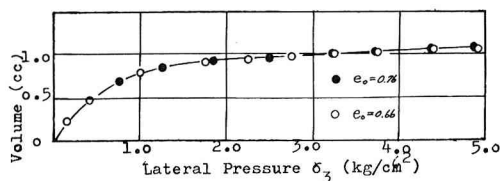


Fig. 1 Correction Curve for Membrane Penetration

3. 変形係数

円筒形供試体を用いた三軸試験に於て、砂の弾性的挙動を示す係数を次のように決める。

$$\text{弾性係数} \quad E = \partial \sigma_1 / \partial \epsilon_1 \quad \text{-----}(1)$$

$$\text{ポアソン比} \quad \mu = -E \partial \epsilon_3 / \partial \sigma_1 \quad \text{-----}(2)$$

$$\text{応力・歪関係} \quad d\epsilon_1 = \frac{1}{E} (d\sigma_1 - 2\mu d\sigma_3) \quad \text{-----}(3)$$

$$d\epsilon_3 = \frac{1}{E} (d\sigma_3 - \mu(d\sigma_1 + d\sigma_2)) \quad \text{-----}(4)$$

$$\text{変形比} \quad \gamma = \frac{\partial \epsilon_3}{\partial \epsilon_1} = \frac{K - \mu(1+K)}{1 - 2K} = \frac{1}{2} \left(\frac{d\sigma_3}{d\sigma_1} - 1 \right) \quad \text{----}(5)$$

γ と K を用いて、ポアソン比は

$$\mu = \frac{K - \gamma}{1 + K - 2\gamma K} \quad \text{-----}(6)$$

K_0 状態では、 $\gamma = 0$ であるから

$$\mu_0 = K_0 / (1 + K_0) \quad \text{-----}(7)$$

ここで ϵ_1, ϵ_3 はそれぞれ軸歪, 側方歪 V は体積歪

σ_1, σ_3 はそれぞれ軸圧, 側圧

$K = \sigma_3 / \sigma_1$ K_0 は静止土圧係数

d は ∂ は数学の微分記号

μ_0 は K_0 に対するポアソン比

4. K を一定とした試験

Chaplin (1961)⁽²⁾ は主応力比 K 一定試験の結果、体積歪あるいは軸歪は平均主応力 $\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ の $\frac{1}{2}$ 乗に比例するとしている。又最近 K_0 と Scott (1967)⁽³⁾ は理論ならびに環形供試体を用いた三軸試験結果から、等圧状態に於ける Herzberg の理論からのずれをこまかく調べている。EL-Sohly (1970)⁽⁴⁾ は高さ 4in, 径 4in の円筒供

試体に於て負荷、除荷、再負荷のサイクル中で弾性変形部分と塑性変形部分を分離して考察している。

ここでは処女応力・歪曲線についてのみ考え、又歪は弾性、塑性変形部分両方を含んでいる。

右図は体積歪 V と平均主応力 σ_m の $\frac{1}{2}$ 乗とをプロットしたものであるが、良好な直線関係を示している。又この場合、 V と ϵ_1 の関係は次ページの図-3に示すよ

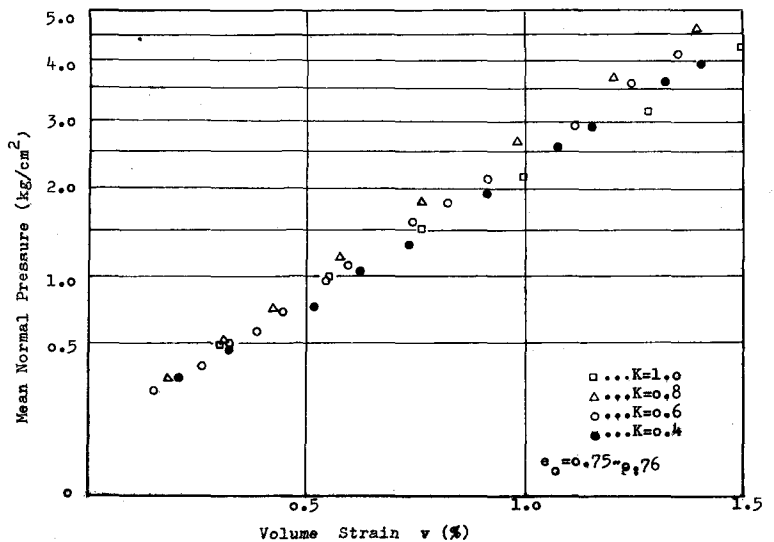


Fig. 2 Compressibility under constant stress ratios

うに直線とみなせるから、弾性係数は

$$E = A \cdot \sigma_m^{\frac{1}{2}} = A' \cdot \sigma_m^{\frac{1}{2}} [FL^{-2}] \quad (8)$$

$$A, A' \text{ は係数で } A' = A \cdot \{0.333(1+2K)\}^{\frac{1}{2}}$$

とかける。これは Chaplin の結果と一致する。

変形比 γ を図-4 のように知って、(6) 式を用いポアソン比 μ を主応力比 K に対して書いたのが図-5 である。実用的な K の値に対して μ は 0.25 ~ 0.40 の範囲にあることがわかる。ここで $\gamma = 0$ に対する K の値は K_0 であり、この時の μ_0 の値及び (8) 式を書き変えた

$$E_0 = \alpha_0 z^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

z は地盤の深さ [L]

α_0 は K_0 と土の単位体積重量によって決る係数 $[FL^{-2}]$

は地盤の初期状態を表す重要な式である。

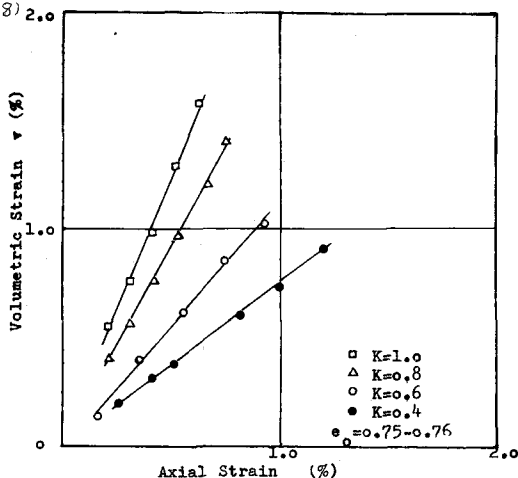


Fig. 3 Relations between Axial and Volumetric Strains under Constant Stress Ratios

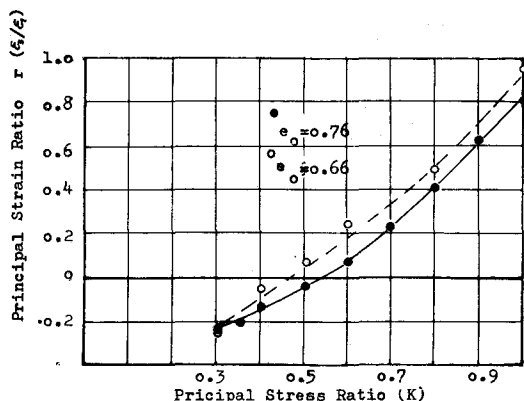


Fig. 4 Relations between Principal Stress and Strain Ratio

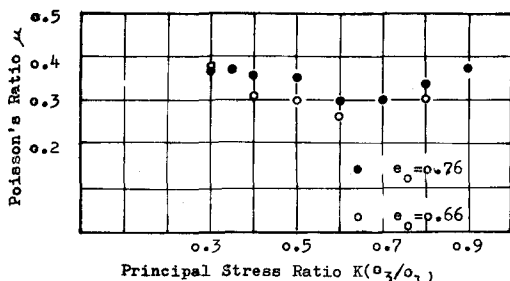


Fig. 5 Relations between Poisson's Ratio and Stress Ratio

5 Kを変化させた試験

普通我々は σ_3 を一定にして変形係数を求めているが、ここでは σ_1 と σ_3 の両方を変化させて実験を行い、両者の比較を行った。ただし応力経路は単純なものを選び、 ε_1 あるいは ε_3 あるいは K とが一对一対応をする範囲までとした。

次ページの図-6 は K を一定にした場合、 K を 1.0 ~ 0.3 まで σ_1 と σ_3 を共に変えた場合と途中から σ_3 を一定にして K を変えた場合の σ_3 と σ_1 の関係を比べて対したものである。同じ応力状態の点でも応力経路により変形状態が異なっていることが良く判る。なお (B) の場合は右側だけに一概にいえないが σ_3 と σ_1 とが直線的な関係があるように思える。図-7 と図-8 は上記 3 つの場合について $\varepsilon_1 - \sigma_1$ と $K - \sigma_1$ の関係

を調べてみたものである。

体積歪に注目し、図-7から v は軸歪 ϵ_1 の関数である。又図-8から K の関数であり応力の経路により左右されている。

以上のことから v を ϵ_1 と K で表わせる。

$$v = f(\epsilon_1, K) \quad \text{----- (10)}$$

K の形を与えると、 $v=0$ で $\epsilon_1=0$ なることから

$$v = f(K) \cdot \epsilon_1^n \quad (n: \text{定数}) \quad \text{----- (11)}$$

なる式が予想され、実さい、 $K=0.5$ の場合はおおよそ $f(K)=1$, $n=1$ $K=1.0 \sim 0.3$ の場合はおおよそ $f(K)=1$, $n=\frac{1}{2}$ となっている。

変形比を求めるには式(11)を実験的に求めればよいことになる。

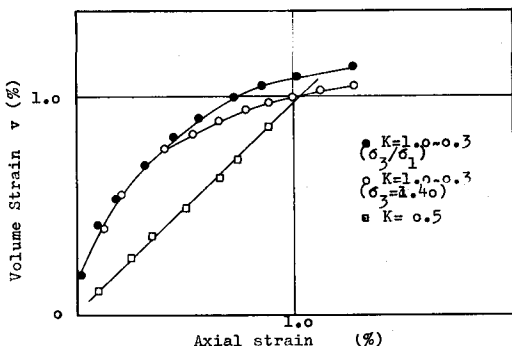


Fig. 7 Relations between Axial and Volume Strain

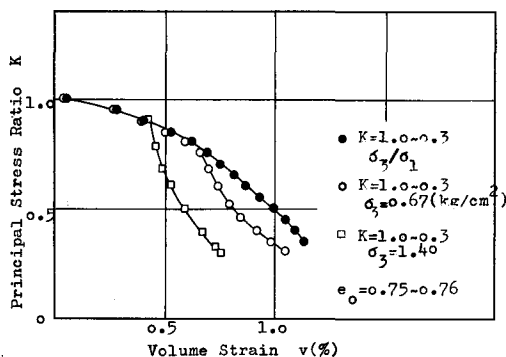


Fig. 8 Relations between K and v

6. まとめ

土の挙動を弾性論的に表わす場合、その係数は土の粒状体としての性質から、当然応力なるびに応力経路の依存性を有する。本実験では主応力比 K によりデータを整理し、 K が変形係数に与える影響を調べ、実験計算に用いる係数の数式化を試みた。慣用として三軸試験で変形係数を求めること、又この場合係数を等方なものとしていることなど疑問を感じるので、試験方法ならびに係数の表示方法などを研究していきたい。

7. 参考文献

- (1) Roscoe, K.H. (1963). An Evaluation of Test Data for Selecting a Yield Criterion for Soils. ASTM Special Technical Publication No. 361. pp 114-117
- (2) Chaplin, T.K. (1961). Compressibility of Sands and Settlements of Model Footing and piles in Sand. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engg., pp 33-40
- (3) Ko, H.Y. & Scott, R.F. (1967). Deformation of Sand in Hydrostatic Compression. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions, ASCE, Vol. 93 pp 137-156
- (4) El-Sohby, M.W. (1970). Deformation of Sands under Constant Stress Ratios. 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg., pp 111-119