

III-37 砂の変形特性に関する実験的研究

北大工学部 正員 土岐 祥介
 : : ○奈良 寛昭
 : : 北郷 駿

1. まえがき：現実の地盤内の応力変化が、室内実験の応力経路とどのように対応しているか、あるいはまた砂の変形特性が応力経路によりどのように変化するか、という点について討論議のあるところである。近年、F.E.M. 解析の普及とともに、土の変形定数をより正確に求める必要が高まっている。この報告は、三軸圧縮試験機を用いた実験から、砂の変形定数⁽¹⁾⁽²⁾について考察したもので、砂の変形特性の第3報として書かれたものである。

2. 実験方法：実験は直径 50 mm 高さ 120 mm の円筒供試体を用い、主応力比 $k = \sigma_1/\sigma_3$ を一定に保つ条件（以下 κ -一定試験と呼ぶ）、および側圧 σ_3 を一定とし軸圧 σ_1 を増減する条件（以下 ν -一定試験と呼ぶ）の下で排水状態で砂供試体に静的な繰り返し載荷を行なった。試料は脱気水で飽和された豊浦標準砂で、 $1.0 g/cm^3$ のバック・プレッシャーを使用している。最大拘束圧は $19 kg/cm^2$ で、初期剛性比 e_0 は 0.732, 0.656 の 2 種類である。排水量にはメンブレンゲージによる誤差が含まれるので、これに対する補正を行なった。⁽³⁾ 図-1 にメンブレンゲージ入補正量 ΔV_m と側圧との関係を示す。

3. 変形定数の計算方法：供試体を等方弾性体と考え、次式により変形定数を求めた。ここで E 、 ν は微小応力変化に対応する平均的変形係数、ボアン比を示す。

$$E = (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)/\{\Delta\nu(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta E_v(\Delta\sigma_3)\} \quad (1)$$

$$\nu = \frac{1}{2}\{\Delta\nu(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta E_v(\Delta\sigma_3)\}/\{\Delta E_v(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta E_v(\Delta\sigma_3)\} \quad (2)$$

4. 結果と考察：(1) ボアン比：図-2 は κ -一定試験におけるボアン比 ν_k と側圧 σ_3 との関係を示す。図-2 は ν_k をパラメーターとしてプロットしたものである。が約 $5 kg/cm^2$ 付近までは、 σ_3 の増加と共に ν_k は減少し、 σ_3 が $5 kg/cm^2$ 以上では、 ν_k は σ_3 とは無関係にほぼ一定値をとっている。これは軸比 κ と体積比 ν とが図-3 に示すように、初期部分を除くと直線関係にあるためである。この直線部分の勾配 $d\nu/d\sigma_3$ は κ の増加につれて単調に減少し、 $d\nu/d\sigma_3$ と κ の間に直線関係がみられた。図-2 を ν_k ～ κ でプロットしたものが図-4 (左印) である。が 2.0 付近までは、 κ の増加につれて ν_k は減少し、 κ が 2.0 以上では κ の増加につれて ν_k は増加している。今、同じデータを用い($-d\nu/d\kappa$) の値を ν とすると、図-4 (右印) に見られるように、 ν ～ κ は直線関係にあり、 κ が 2.4 以下では $\nu < 0$ 、 κ が 2.4 以上では $\nu > 0$ となる。K. 条件 ($K_0 = 1/\kappa = 2.0 \sim 2.5$) を境に供試体が側方に収縮・膨張する事実と合っている。したがって、 ν_k ～ κ の関係は、その原因はよく判らないが、ある κ で極小値を持つようなカーブを描くと考えられ、その極小値を与える κ は K. 条件と何らかの関連を持っているのではないかと思われる。

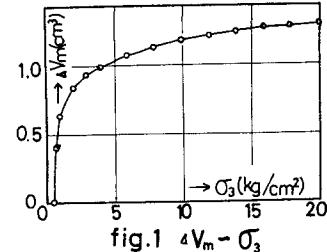


fig. 1 $\Delta V_m - \sigma_3$

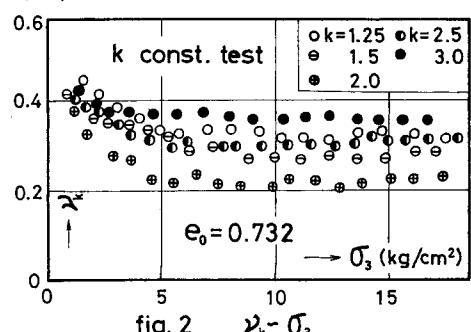


fig. 2 $\nu_k - \sigma_3$

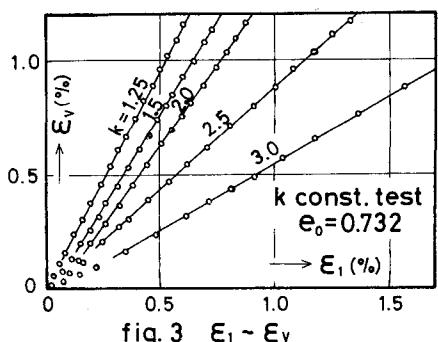


fig. 3 $\nu - \epsilon_1 - \epsilon_2$

σ_3 -一定試験では $\Delta\sigma_3 = 0$ のので、(2)式は(3)式に変形される。

$$\nu_k = (1 - \Delta\varepsilon_e / \Delta\varepsilon_s) / 2 \quad (3)$$

図-5は σ_3 -一定試験におけるポアソン比 ν_0 との関係を処女載荷時にについて、 ν_0 をパラメーターとしてプロットしたものである。 ν_0 が約 0.732 以上では、 ν_0 と ν_k とは無関係にはほぼ一定値をとており、 ν_0 の増加につれて ν_k は単調に増加している。

繰り返し載荷時においては、両試験ともポアソン比の値は処女載荷時に比べ小さくなっている。これは、繰り返し載荷により粒子の再配列が起り構造が堅固になるためと考えられる。ポアソン比と ν_0 の関係には、両試験法とも処女載荷時の場合と同様の傾向が見られたが、 ν_k の極小値を与える ν_0 の値は 2.5 ~ 3.0 であった。これも処女載荷時の場合と同様、繰り返し時の ν_k 条件 ($k=2.4 \sim 3.3$) に対応していることは興味深い。

両試験法とも、 σ_3 と ν_k は無関係に k によってポアソン比の値は決まる (図-2, 5) が、その値は、 ν_0 の範囲では $\nu_k > \nu_0$ であり、 ν_0 の範囲では $\nu_k < \nu_0$ である。これは前報で報告した $E_k \sim \sigma_3$ 、 $E_k \sim E_0$ の大小関係が、ある ν_0 を境として入れ替わる傾向と一致する (E_k と ν_0 が σ_3 -一定試験における軸ヒズミ、 $E_k(E_0)$: $\nu_0(\sigma_3)$ -一定試験における変形係数)。 ν_0 によるポアソン比の変化の傾向は上に述べたようく、2つの試験法で大幅に異なっており、応力経路によって砂の変形特性が変化することがわかる。

(2)変形係数： ν_0 -一定試験における変形係数は(1)式により算出される。図-6は、 $\nu_0 = 0.732$ の処女載荷時における変形係数 E_k と σ_3 の関係を ν_0 をパラメーターとして両対数紙上にプロットしたものである。 ν_0 の範囲では $E_k \sim \sigma_3$ はほぼ直線関係にあるが、これは ν_0 と ν_k が両対数紙上で直線で表され、かつ $\Delta\nu_k / \nu_k$ が ν_0 によって一定値をとることによるものである。 ν_0 の範囲では ν_0 が約 10 kg/cm² 付近で下方に折れ曲っている。この理由としては、 ν_0 大になると内部摩擦角が小さくなり強度動員率が大きくなることが考えられる。 E_k と ν_0 の関係をみると、 $k=2.0$ までは ν_0 の増加につれて E_k は増加し、それ以後は ν_0 の増加につれて E_k は減少する傾向にある。これは ν_k と ν_0 の関係と対応している。繰り返し載荷時においては、粒子の再配列のために E_k の値は大きくなるが、 E_k と ν_0 の間に同じ傾向が認められた。

ν_0 -一定試験においては、Kondner の双曲線表示が応力ヒズミ曲線を良く近似しているので、解析は Kondner の式を用いた。図-6の実線は、処女載荷時における $E_k \sim \sigma_3$ の関係を ν_0 をパラメーターとして示している。 ν_0 -一定試験の場合と同様、 $E_k \sim \sigma_3$ は両対数紙上で直線関係になり、 ν_0 の場合は ν_0 が約 10 kg/cm² 付近で下方に折れ曲る傾向にある。しかし、 ν_0 -一定試験の場合とは異なり、 ν_0 の増加につれて E_k は単調に減少している。

5. 謝辞：この実験は、本学昭和47年度卒業生長谷川英一郎君の助力によるところが大きい。また、本学院生星野茂君、昭和46年度修士田村洋一君のデータを借用した。記して深謝の意を表す。

6. 参考文献：1) 土峰・吉田・北郷、土木学会第26回講演集、1971, pp.57~58 2) 土峰・北郷・田村、土木学会第27回講演集、1972, pp.83~84

3) Roscoe, An Evaluation of Test Data for Selecting a Yield Criterion for Soils, A.S.T.M. Special Technical Publication No.361, 1963, pp.114

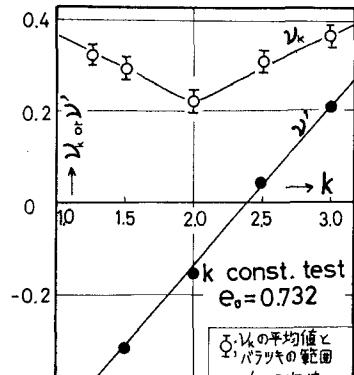


fig. 4 $\nu_k, \nu'_k \sim k$

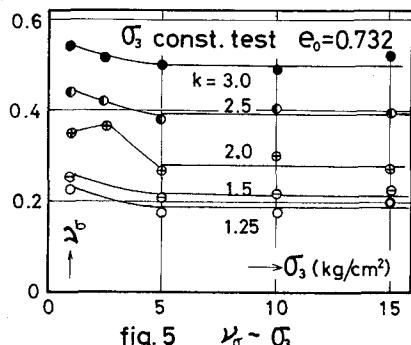


fig. 5 $\nu_0 - \sigma_3$

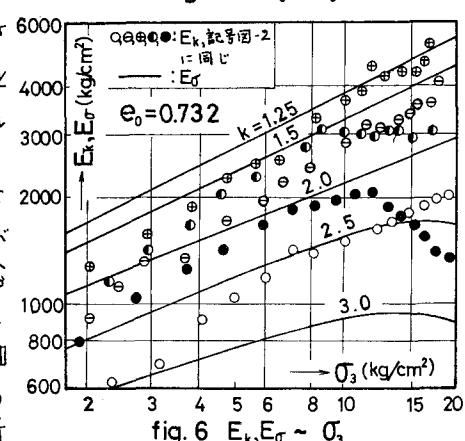


fig. 6 $E_k, E_0 \sim \sigma_3$