

III-17 乾燥砂の変形特性に関する実験的研究

北海道大学工学部 正員 ○ 土岐 祥介
 鹿 島 建 設 吉 田 博 光
 北海道大学工学部 北 郷 繁

1. まえにき：供試体の側方変形を測定する三軸圧縮試験，主応力比を常に一定とする圧縮試験，およびK₀試験を乾燥した臺灣砂について行ない，変形とポアソン比に関する若干の考察を行なった。

2. 三軸圧縮試験における応力とヒズミの関係：土構造物の変形を推定するため，せん断試験より得られる応力～ヒズミ曲線を数式で表わそうという試みは，これまで数多く行なわれている。Kondner¹⁾は，粘土の圧密非排水三軸圧縮試験における応力～ヒズミ曲線が(1)式の双曲線に近似できることを示した。Duncanは，砂の変形

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \epsilon / (a + b\epsilon) \quad (1)$$

を有限要素法で計算するさい，(1)式を利用し，良い結果を得ている。図-1は，臺灣砂の三軸圧縮試験結果を示したもので，図に示す座標上で完全な直線であれば

応力～ヒズミ曲線は双曲線に表わされることになる。図-1において， $\epsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ と ϵ は，一本の直線で表わされる関係にはなく，破壊にいたるまで，2～3ヶ所折れている。最初の折角における軸ヒズミを ϵ_0 ，破壊時のそれを ϵ_f とすると， ϵ_0/ϵ_f は0.1～0.35のあいだにあり，その平均は0.21であつた。 ϵ_0/ϵ_f は，間引き比の小さなものの方がやや大きいようである。ヒズミが ϵ_0 より小さな部分では，直線はすべて下方に折れている。この部分における直線性のよいものもあるが，多くはさらに下方にわずかに曲つており $\epsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ 軸の切片より，初期接線係数($E_t = 1/a$)を求めるKondnerの方法にはヒズミの極く小さな部分における応力および変位の測定精度をあわせ考えると，問題が残る。 ϵ_0 より大きなヒズミの部分においても， ϵ_0/ϵ_f のほぼ中央あるいはそのやや ϵ_f 側で上方に何ってわずかに折れている。図-1の最上位に30ケース中最も折れ曲りの著るしいものを示したが，他のほとんどは，実用上この区間では一本の直線で表わすことができるものと思われる。Kondnerの提案した(1)式は，乾燥砂の応力～ヒズミの関係を比較的良好に表わしているが，ある定数でヒズミの小さなところから破壊までの線形をあらわすことはできずヒズミの大きさに応じてその値が変るようである。Hansen²⁾は，土の応力～ヒズミ曲線は双曲線より放物線に近いとし，(2)式を提案した。図-2は実験結果の一例であるが，(2)式はヒズミの小さい部分で実験値

$$(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \sqrt{(C+1) \epsilon / (C\epsilon + \epsilon_f)} \quad (2)$$

とよくあつている。応力と変形の関係は，荷重が，破壊荷重の $1/2 \sim 1/3$ 以下の部分で同類になることが実用上多い。破壊強度の $1/2$ の荷重が負荷されたさいのヒズミ $\epsilon_{0.5}$ と破壊時ヒズミの比 $\epsilon_{0.5}/\epsilon_f$ をプロットしたのが図-3である。 $\epsilon_{0.5}/\epsilon_f$ の値は側圧 σ_3 の増加とともに増加する傾向がみられ， $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$ で約0.1， $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ で約0.06～0.07である。Hansenは，(2)式の定数Cを，破壊強度の90%のせん断力が加えられたさいのヒズ

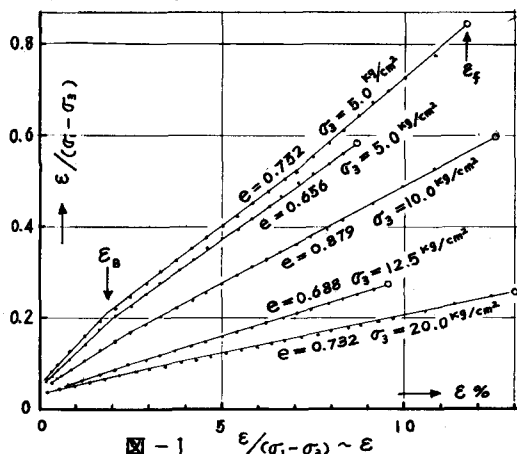


図-1 $\epsilon/(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$

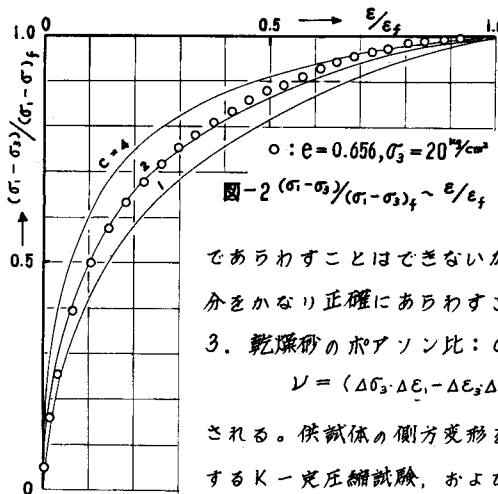


図-2 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_e \sim \varepsilon / \varepsilon_e$

であらわすことはできないが、定数を適当にえらぶことにより、ヒズミの小さな部分をかなり正確にあらわすことのできるものと思われる。

3. 乾燥砂のポアソン比: $\sigma_2 = \sigma_3$ の三軸圧縮試験において、ポアソン比 ν は次式で示

$$\nu = (\Delta \sigma_3 \cdot \Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_3 \Delta \sigma_1) / \{ \Delta \sigma_1 \cdot \Delta \varepsilon_1 + \Delta \sigma_3 (\Delta \varepsilon_1 - 2 \Delta \varepsilon_3) \} \quad (3)$$

される。供試体の側方変形をゆるさない K_0 圧縮試験、 $K = \sigma_3 / \sigma_1$ 一定の条件で σ_1 を増加する K 一定圧縮試験、および通常の三軸圧縮試験を行ない、(3) 式よりポアソン比を

計算した。 K 一定および σ_3 一定試験では繰り返し載荷未行なわれた。なお、応力およびヒズミの微小増加分を用いて計算した値は読取り精度が十分でなくバラツキが大きいので、応力およびヒズミは、原典よりその契までの全増分を用いて計算し、以下の結果を得た。(1) K_0 試験より得られた ν は、 $\varepsilon = 0.4 \sim 2.0\%$ のあいだで平均主応力 σ_m (あるいは ε) に無関係に一定値をとり、

同ケキ比の大きなもので 0.4、小さなもので 0.3 であった。(2) K 一定試験の第一載荷において、 ν は σ_m の増加とともにやや減少し、 $\sigma_m = 20\%$ でおおよそ一定値になる。図-4 はその値を示す。 K_0 試験と逆

に、同ケキ比の大きなものの ν が小さい。(3) K 一定繰り返し載荷試験時には、 σ_m の増加とともに ν は減少し、また除荷のさいも σ_m の減少とともに ν も減少する。 σ_m の増減ともなる ν の増減の割合は、 σ_3 の小さなものほど著るしい。(4) 図-5 は各試験より求めた $\sigma_3 = 5\%$ における ν を比較したものである。弾性挙動限界とは、繰り返し載荷のさい応力とヒズミが直線関係を失う契を指し、この契より ν はほぼ一定値をとる。横軸は内部まざつ角動負の割合を示す。乾燥砂のポアソン比は、供試体にあたる応力、変形の規制の方法、あるいは載荷・除荷の別によつても異なり、Holubec のような応力状態により一義的に決まるものではないように思われる。

4. 謝辞: 最後に卒業論文としてこの実験を行なった服部健作君に感謝の意を表します。

5. 文献: 1) Kondner, R. L.: Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive Soils, Proc. ASCE., Vol. 89, No. SM1, 2) Hansen, J. B.: Some Stress-strain Relationships for Soils, Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 3) Holubec, I.: Elastic Behavior of Cohesionless Soil, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 6,

ミ ε_0 が ε_e の 50% になるよう 3.0 とした。今回の実験における $\varepsilon_0 / \varepsilon_e$ の平均は 0.49 で、 $C = 3.0$ は妥当な値と思われる。しかし、ヒズミの小さな部分に注目すると、 σ_3 の小さな場合 $C = 4$ 、大きな場合 $C = 2$ が実験と合うようである。(2) 式も (1) 式同様応力・ヒズミの全体の形を一つの式

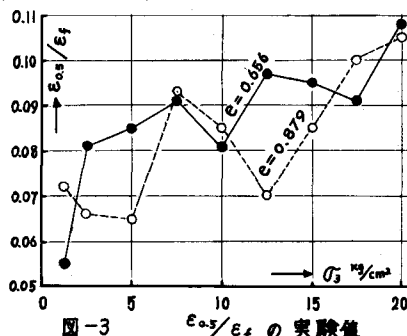


図-3 $\varepsilon_0 / \varepsilon_e$ の実験値

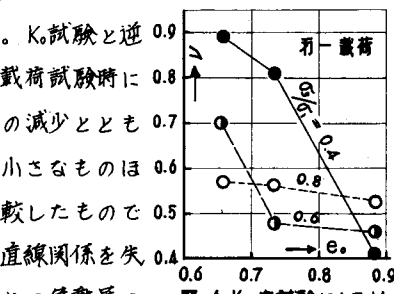


図-4 K 一定試験による ν

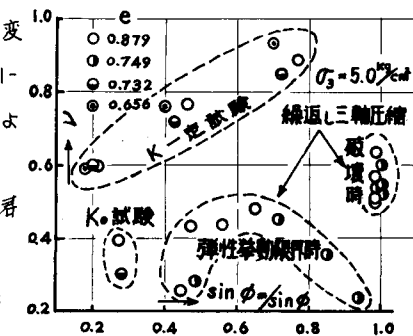


図-5 各種試験による ν