

日本大学大学院 学生員 ○ 下 辺 悟
日本大学理工学部 正員 宮 森 建 樹

1. まえがき

筆者らは相異なる三主応力下における乾燥砂の応力～変形特性について実験事実による巨視的解析を行なっている。今までのデータから平均主応力一定の多軸圧縮試験では、(1)ヒズミ増分ベクトルの方向は圧縮・伸張応力状態以外、応力ベクトルの方向と一致せず、ある特定の方向にズレてくる。(2)応力とヒズミ増分ベクトル方向の不一致性はダイレイタンスが発生する以前から生じている、ということをおきらかにした¹⁾。このように砂のような粒状体では非常に複雑な変形性状を示す。本報告は前回の報告に引き続いて平均主応力一定条件下で行ない、乾燥砂の応力～ダイレイタンス特性について調べ、あわせて Schofield & Wroth²⁾および松岡³⁾の土の応力比～ヒズミ増分比構成式中の定数M, μ について検討を加えたものである。

1) 宮森・下辺; 第29回年度学術講演会講演概要集 第3部門, 土木学会, 昭和49年10月, P.33~P.34
2) Schofield & Wroth; Critical State Soil Mechanics, McGraw Hill, 1968
3) Matsuo et al; Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil Under Three Different Principal Stresses, Proc. of JSCE, No. 232, DEC. 1974

2. 応力～ダイレイタンス特性

この実験の応力経路はKo & Scott⁴⁾の、三次元主応力空間の π 平面上で偏差応力を直線的に増加させるようなセン断試験と同様である(RS30°:圧縮, RS45°, RS60°, RS75°, RS90°:伸張)。セン断に伴うダイレイタンスは個々の粒子のかみ合い、あるいは土粒子の骨格構造の変化に起因する粒状体の変形特性であり、セン断ヒズミと密接な関係を持ちながら砂の強度成分に寄与している重要な因子の一つである。そこで村山・ハ本⁵⁾にならい、体積ヒズミ v とセン断ヒズミ γ が応力比 q/p との関連において、応力経路によってどう影響されるかを調べてみた。図-1, 2に $v/q/p \sim v$ および $\gamma/q/p \sim \gamma$ の関係を示す。ここに、 $v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$, $\gamma = \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2\}^{1/2}$; $q = \frac{1}{\sqrt{2}}\{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\}^{1/2}$, $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ である。図-1, 2から、体積ヒズミ v 、セン断ヒズミ γ ともある応力比 q/p までに供試体内の初期の不均一性を解消すると思われる挙動を示すが、それ以後急激に増大し、ダイレイタンスを起こしてから直線的関係を示している。この直線関係はセン断ヒズミ γ で顕著であり、応力経路の依存性も大きい。また、圧縮から伸張状態に近づくにつれてある特定の傾向をもって、直線の勾配が急になり、伸張状態ではセン断ヒズミ γ の小さい範囲でダイレイタンスが発生している。次にこれらの直線部分の勾配と軸切りに注目すれば、図-1, 2の関係は次式のようなになる。

$v/q/p = a_v + b_v \cdot v$ ----- (1)
 $\gamma/q/p = a_\gamma + b_\gamma \cdot \gamma$ ----- (2) 定数 a , b は供試体が膨張する時の変形特性をあらわすパラメーターと考えられるが、応力経路および間げき比の影響を受けるものと言えよう。

3) Matsuo et al; Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil Under Three Different Principal Stresses, Proc. of JSCE, No. 232, DEC. 1974

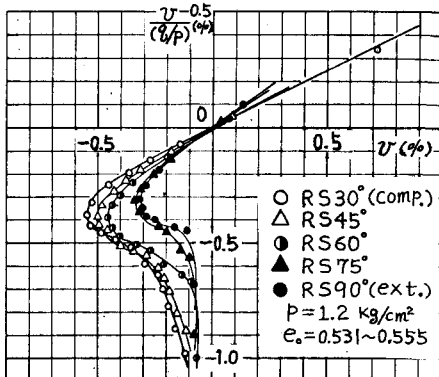


図-1 $v/q/p \sim v$ 関係

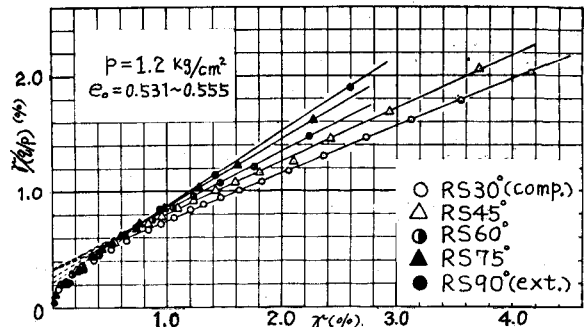


図-2 $\gamma/q/p \sim \gamma$ 関係

3. 応力比～ヒズミ増分比関係について

Schofield & Wroth²⁾はGranta-gravelと呼ばれる理想的な剛塑性体モデルである仮想の粒状土に対してエネルギー論的な立場から、次のような応力比～ヒズミ増分比の基本式を導いている。

$$\frac{q}{p} = M - \frac{dV}{d\epsilon} \quad \text{----- (3)} \quad \text{ここに、} dV = d\epsilon_1 + d\epsilon_2 + d\epsilon_3, d\epsilon = \frac{\sqrt{2}}{3} \{ (d\epsilon_1 - d\epsilon_2)^2 + (d\epsilon_2 - d\epsilon_3)^2 + (d\epsilon_3 - d\epsilon_1)^2 \}^{1/2}$$

Mは摩擦定数である。また、松岡³⁾はMobilized面($(\tau/\sigma_n)_{\max}$ の面)上の土粒子のグレイタンスー機構の微視的な解析から次式を提案した。

$$\tau/\sigma_n = \lambda \cdot (-d\epsilon/d\gamma) + \mu \quad \text{----- (4)} \quad \text{ここで、} \tau/\sigma_n; d\epsilon/d\gamma \text{ は Mobilized 面上の}$$

せん断・垂直応力比; せん断・せん断ヒズミ増分比であり、 μ は粒子間の摩擦係数、 λ は μ によって決まる定数である。今回は式(3)、(4)の定数Mおよび μ 、すなわちグレイタンスー効果を除外した応力比(いわゆるCritical State)に注目し、これらの値が応力経路によってどのような傾向を示すかを調べた。図-3は式(3)に対応する $q/p \sim dV/d\epsilon$ 関係で整理したものである。一方、式(4)にしたがって図-3の結果を、松岡³⁾のいう空間モービライズド面(略称SMP)上の $\tau/\sigma_n \sim d\epsilon/d\gamma$ 関係で整理しなおすと、図-4のようになる。図-3のMは応力経路依存性を持ち、圧縮から引張状態に近づくにつれてMの値は小さくなり(RS30°: M=1.505, RS45°: M=1.328, RS60°: M=1.182, RS75°: M=1.019, RS90°: M=1.033)、直線の勾配も多少差があるように思われる(RS30°=1.046, RS45°=1.048, RS60°=0.936, RS75°=0.873, RS90°=0.788)。すなわち、Mは応力経路、間げき比 e の影響を受け、一義的には決まらない。そこで、次のような(3)式の修正式を考えなければならない。

$$\frac{q}{p} = M' - \lambda \frac{dV}{d\epsilon} \quad \text{----- (5)} \quad M',$$

は θ 、 e と関数関係にあり、定数とはなり得ないものであろう。しかし、図-4の μ は応力条件、間げき比などの影響を受けず、ほぼ統一的に示されるのは興味深い。また、 $\mu = \tan \delta \approx 0.33$ であるから(δ は粒子間の摩擦角、 $\delta = 18^\circ 16'$ となり、松岡³⁾による豊浦標準砂、Ottawa砂の δ よりも大きい)、 $\lambda \approx 1/11$ は変

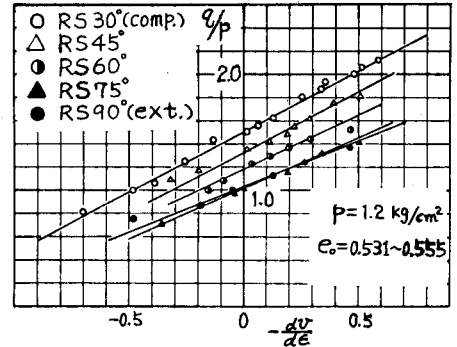


図-3 $q/p \sim dV/d\epsilon$ 関係

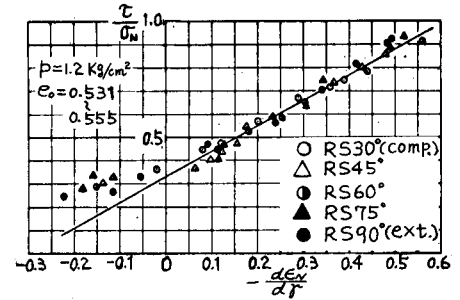


図-4 $\tau/\sigma_n \sim d\epsilon/d\gamma$ 関係

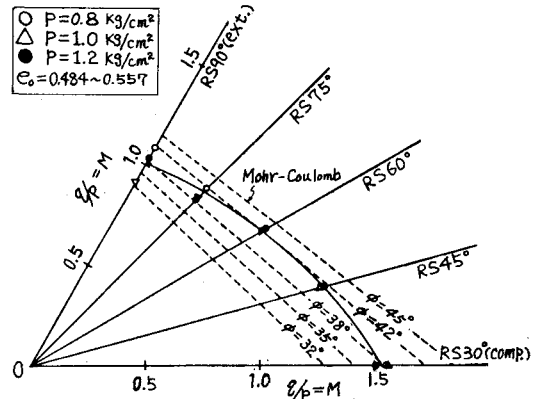


図-5 π 平面上的 $q/p = M$ の関係

わらない。以上、図-3、4からわかるように、前述の応力とヒズミ増分の方角のズレがあるにもかかわらず、図-3の結果をSMP上の $\tau/\sigma_n \sim d\epsilon/d\gamma$ の関係で書き直すと、ほぼユークな直線上に整理され、摩擦定数の概念からすれば μ はよくあうように思われる。

4. Critical State における砂の挙動

応力経路とMとの関係の明確な表示法として、 π 平面上にCritical State時の $q/p = M$ を示したのが図-5である。ここでMとMohr-Coulomb規準とを、内部摩擦角 ϕ と応力経路 θ を用いて表わすと次式を得る。

$$M = (6 \sin \phi \cdot \sec \phi) \{ \tan \theta (3 + \sin \phi) + \sqrt{3} (1 - \sin \phi) \} \quad \text{----- (6)}$$

実験値のMは式(6)で求めたMの値よりすべて大きくなり、図-5のように凸面の形状を示す。また、Critical State時の砂の挙動はVon-Misesタイプの破壊規準によって支配されると言われているが、これは実験結果からいえば不適当と思われる。