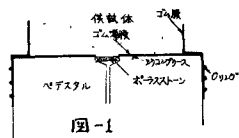


砂のせん断抵抗について

京都大学防災研究所 正員 〇八木 則男
前田建設工業 K.K. 正員 〇 堀田 三朗

1. まえがき：飽和砂のせん断抵抗は $\tau = \sigma \tan \phi_m$ で表わされる。ここに τ はせん断抵抗、 σ は垂直応力、 ϕ_m は發揮された摩擦角である。このせん断抵抗の成分については①砂粒子間の摩擦によるもの、②グイレイタンシーによる体積変化が外圧に対しては必ず生ずるために生ずるもの、③粒子の再配列 (Reorientation) のために生ずるものがあるといわれている。②の成分の理論値については種々の提案がなされている^{(1),(2),(3)}。これらのせん断抵抗の成分を正確に把握することは砂の応力～ひずみ関係などの力学特性を知るうえに重要である。ここでは②の成分が砂に作用している平均主応力に対しては体積変化の仕事によるものとして、三軸試験機により平均主応力が一定のせん断試験を行ない、砂のせん断抵抗について考察した。

2. 実験装置、試料、供試体、試験方法：実験装置は2つの最小主応力が等しい ($\sigma_2 = \sigma_3$) 三軸試験機である。試料は豊浦の標準砂である。一般に供試体は変形が進むにつれて樽状になるので、変形量や体積変化の正確な値を求めることが困難であった。ここでは供試体を直径5cm、高さ5cmの内柱形とし、図-1に示すように、供試体端面と載荷用キャップおよびベテスタルの間にシリコングリースを薄く塗りつけたゴム膜を2枚重ねて挿入し、両者の間の摩擦を除去した。



この結果、供試体の横方向の変位はほぼ一様となった。供試体からの排水のため、ベテスタルの中央部に直径約3mmのボラストンを通し込み、その上のゴム膜の部分に孔を開けた。試験は平均主応力 σ_m を一定にした三軸せん断試験で、ひずみ制御式である。 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ の状態で所定の σ_m を与え、主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) の増加に応じて側圧 σ_3 を減少させる。ひずみ制御式では ($\sigma_1 - \sigma_3$) は連続的に変化するもので、 σ_m 、($\sigma_1 - \sigma_3$)、供試体断面積 A に応じた σ_3 の表を作成し、これに従って 0.005 kg/cm^2 づつ段階的に手動ヒストンで σ_3 を変化させた。なお、ひずみ速度は $10\% / \text{hour}$ である。

3. 実験結果および考察： $\sigma_m = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 \text{ kg/cm}^2$ に対する ($\sigma_1 - \sigma_3$) とせん断ひずみ γ の関係を示すと図-2のようである。ここでは対数ひずみを用いたが、体積変化についても同様である。($\sigma_1 - \sigma_3$) がもはや変化しない γ の大きなところでも体積は膨張していた。図中の e_0 は初期間隙比である。体積変化がせん断抵抗におよぼす影響を調べるため、 $d(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m}) / d\gamma$ と ($\sigma_1 - \sigma_3$) の関係を示したのが

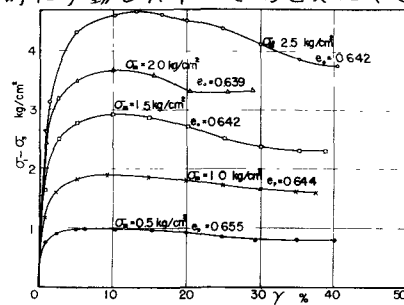


図-3である。図中、右 σ_m に対し2本の曲線が示されているが、下の曲線は ($\sigma_1 - \sigma_3$) が最大値に達するまでであり、上の曲線はそれ以後のひずみに対応するものである。また、矢印は変形の進行方向を示しており、黒矢は ($\sigma_1 - \sigma_3$) の最大値である。この図によると同じ $d(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m}) / d\gamma$

の値に対する $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値は $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の最大値の前より後の方が大きい。体積変化によるせん断抵抗が $\sigma_m \cdot d(\frac{dv}{dr})/dr$ によって決まるとすれば、 σ_m は一定であるから、体積変化によるせん断抵抗以外のせん断抵抗成分が $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最大に達した後も増加していることになる。これは間けき比が $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最大に達する前より後の方がより小さく、供試体の状態が異なっていること、小さい σ_m のみではせん断抵抗成分が十分に発揮されていらないことに原因していると思われる。これらのことは $d(\frac{dv}{dr})/dr$ が最大値に達した後は $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最大になっっていることからもわかる。 $d(\frac{dv}{dr})/dr$ の変化が内部摩擦角におよぼす影響を調べるため、 $\sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$ と $d(\frac{dv}{dr})/dr$ の関係を示したのが図-4である。 $\sin \phi$ の最大値後は $\sin \phi$ は $d(\frac{dv}{dr})/dr$ に対し直線的に減少している中で、 σ_m が小さいほど同じ $d(\frac{dv}{dr})/dr$ に対し $\sin \phi$ は大きいようであるが、平均的な直線を引いて、 $d(\frac{dv}{dr})/dr = 0$ (このときの間けき比を限界間けき比 e_r とする) のとき $\sin \phi$ の値を extrapolate して求めると0.58となる。つぎに間けき比 e による $\sin \phi$ の変化を調べるため、 e に対し $\sin \phi$ を示すと図-5のようになる。 $e < 0.7$ では e が小さいにもかかわらず $\sin \phi$ が小さいが、これは1つの供試体に対するせん断試験の過程で変化する e に対しそのときの $\sin \phi$ をプロットしたからであり、 $e < 0.7$ ではまだ十分にすべてのせん断抵抗の成分が発揮されていない。したがって、 $e > 0.7$ において十分せん断抵抗が発揮されているとすると、 e による $\sin \phi$ の変化は $e > 0.7$ で示される。この図によると、同じ e に対しては σ_m が小さいほど $\sin \phi$ の値は大きくなり、これは図-4の $d(\frac{dv}{dr})/dr$ に対するものよりも顕著である。特に $\sigma_m = 2 \text{ kg/cm}^2$ のものは実験誤差があったと思われる、これは図-2の応力 $\sim$ ひずみ関係をみてもわかる。また $\sin \phi = 0.58$ に対する e_r の値を各々の σ_m に対して図-5の $e - \sin \phi$ 関係を extrapolate して求めると、 e_r は σ_m の小さいほど大きくなり、Casagrande の方法⁽⁵⁾で求めたものよりも σ_m の大きさによる e_r の差は、砂の種類によっても異なるが、大きいようである。 σ_m による $\sin \phi$ の変化を e をパラメータに示すと図-6のようである。

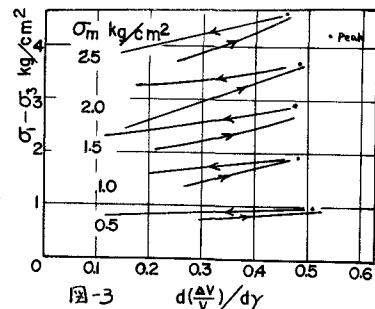


図-3

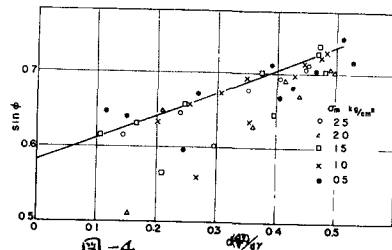


図-4

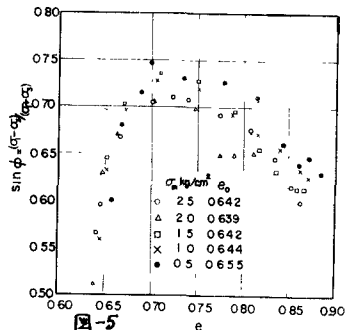


図-5

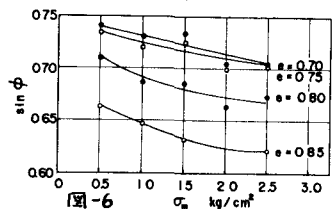


図-6

参考文献

- 1) P.W. Rowe; "The stress dilatancy relations for static equilibrium of assemblies of particles in contact", Proc. Roy. Soc. London, Series A, 1961, 11, 500-527
- 2) A.W. Bishop; "Correspondence", Geotechn., vol 4, 1954, pp 43-45
- 3) B. Ladanyi; "Etude des relations entre les contraintes et les deformations lors du cisaillement des sols pulvérulents", Bull. Ann. Trav. Publ. Belg., 1960, pp 261-270
- 4) P.W. Rowe and L. Barden; "Importance of free ends in triaxial testing", Jour. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, SM 1, 1964, pp 1-27
- 5) P.W. Taylor; "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley-Tuttle, New York, 1948, pp 354-358