

三軸圧縮における密な砂の変形特性

落 合 英 俊*

Deformation Characteristics of Dense Sands under Triaxial Compression

by

Hidetoshi OCHIAI

(Department of Civil Engineering)

Deformation of soils are composed of shear and volumetric deformations. Volume change are caused by both shear stress and hydrostatic stress and they are respectively called dilatancy, consolidation. In granular soils such as sands and gravels, volume change caused deviator stress (shear stress), i. e. dilatancy, is important to understand a stress-deformation relation of granular soils.

In this paper, firstly, shear deformation and consolidation are separately studied in mean principal stress constant test and isotropic compression test. Secondary, supposing that deformations caused stress change are expressed as summation of their deformations, deformation characteristics of dense sands having a positive dilatancy such as principal strain, volume change, principal strain ratio, coefficient of earth pressure at rest under triaxial compression are studied.

1. まえがき

一般に土に応力変化を与えると、形状変化に関係する変形と体積変化に関係する変形が生じる。体積変化に関係する変形は平均主応力の変化に起因する圧密と主応力差の変化に起因するダイレイタンスーとから成っており、Skempton⁽¹⁾は次式を与えている。

$$\frac{\Delta V}{V} = C \left(\frac{\Delta\sigma_1' + \Delta\sigma_2' + \Delta\sigma_3'}{3} \right) + D \sqrt{(\Delta\sigma_1' - \Delta\sigma_2')^2 + (\Delta\sigma_2' - \Delta\sigma_3')^2 + (\Delta\sigma_3' - \Delta\sigma_1')^2} \quad (1)$$

ここにCは圧縮係数、Dはダイレイタンスー係数である。 $\Delta\sigma_2' = \Delta\sigma_3'$ である軸対称三軸応力状態では(1)式は(2)式のように表わされる。

$$\frac{\Delta V}{V} = C \left(\frac{\Delta\sigma_1' + 2\Delta\sigma_3'}{3} \right) + \sqrt{2} D (\Delta\sigma_1' - \Delta\sigma_3') \quad (2)$$

砂のような粒状土では、とくに主応力差（セン断応

力）に起因する体積変化、すなわちダイレイタンスーは重要な特性であり、その応力-変形関係を理解するうえで基本となる。

ところで土の応力-変形関係には以上の3つの要因つまりセン断ヒズミ、ダイレイタンスー、圧密について考慮することが必要であり、しかもそれらは応力変化中におのおの独立に生じるのではなく、おたがいに関係しながら、応力の変化とともに新しい平衡状態に移っていくものと考えられる。しかし土のような複雑な材料の応力-変形関係を知るためには、セン断と圧密を独立に取扱い、それらを(1)式と同様な考え方（例えば体積変化についてはFig.1⁽²⁾のように側圧 σ_3' 一定の排水三軸圧縮試験と等方圧縮試験での差をダイレイタンスーとみなす）をし、セン断項と圧密項がその変形にどのように影響するかを検討するのは一つの有力な方法である。

本文では、応力変化に伴う変形を主応力差（セン断応力）によるセン断ヒズミ、ダイレイタンスーと平

* 土木工学科

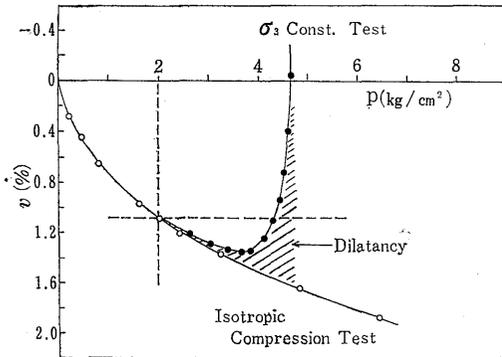


Fig. 1 Isotropic compression test and σ_3 const. test.

均主応力による圧密に分けて考察し、それらの結果をもとにしてセン断初期から破壊に至るまでの密な砂の主ヒズミ、体積変化、主ヒズミ比、静止土圧係数等の特性について検討した。まず、セン断ヒズミ、ダイレイタンシーについては、(1)式の右辺第1項をゼロとする平均主応力一定試験を行ない、この時生じる体積変化をダイレイタンシーとみなし、ダイレイタンシーおよびその原因となるセン断ヒズミについて調べ、次いで圧密については、(1)式の右辺第2項をゼロとする等方圧縮試験を行ない、この場合にはセン断ヒズミは生じないものとした。なお、ダイレイタンシーには体積が収縮する場合と膨脹する場合とがあり、いわゆる限界間ギャキ比以下の密度では収縮、膨脹が連続して生じるものと考えられるが、ここでは体積の膨脹(正のダイレイタンシー)のみを生じるような密な砂について検討した。また砂の場合には、変形はきわめて短時間のうちに終了するので、時間の要素は考慮しないものとし、変形が終了した段階で考えることとした。

2. 試料および試験方法

試料は九州大学構内より採取した砂(九大砂)で、比重 $G_s=2.64$ 、均等係数 $C_u=3.1$ 、気乾試料の突固めモールドによる最小間ギャキ比 $e_{min}=0.56$ である。試験は直径約 5.0cm、高さ約 12.5cm の円筒状の飽和供試体について、排水状態で軸対称 ($\sigma_2'=\sigma_3'$) の平均主応力一定試験と等方圧縮試験を応力制御方式で行なった。なお、応力制御方式で行なったため、セン断変形に関する議論はすべて破壊に至るまでのものである。また以下に用いるヒズミはすべて圧縮を正としている。

3. ダイレイタンシー、セン断ヒズミ

セン断応力の作用により生じるダイレイタンシーは

土粒子で構成されている骨格構造がセン断変形を起こす際に土粒子どうしの接触面で、すべりを生じるために発生する体積変化であると考えられる。正のダイレイタンシーを生じるような密な砂の場合、土粒子間ですべりが生じるためには、その接触面上のセン断応力と垂直応力の比がある値に達する必要がある。砂塊内には無数の土粒子接触面が存在するが、それらの平均値として 3つの直交座標軸に対して等しい方向余弦をもつ正八面体面を考えることができるとすれば、その面上の応力比 τ_{oct}/σ_{oct}' が砂塊の平均的なすべりを規制するものと考えることができよう。正八面体応力 $\tau_{oct}, \sigma_{oct}'$ は $\sigma_2'=\sigma_3'$ の軸対称応力の場合、次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{oct} &= \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1' - \sigma_3') = \frac{\sqrt{2}}{3} q \\ \sigma_{oct}' &= \frac{1}{3} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') = \frac{1}{3} (\sigma_1' + 2\sigma_3') = p \end{aligned} \right\} (3)$$

τ_{oct} はセン断ヒズミを起す原因となる応力、 σ_{oct}' はセン断抵抗に寄与する応力であり、その比 $\tau_{oct}/\sigma_{oct}' = \sqrt{2}/3 \cdot q/p$ は平均的な土粒子接触面での摩擦則を表わすものと解釈される。

平均主応力一定試験において生じる変形をセン断ヒズミ、ダイレイタンシーとみなれば、それらは上に述べた応力比 $q/p = \sqrt{2}/3 \cdot \tau_{oct}/\sigma_{oct}'$ に支配されることが著者らによって明らかにされている⁽³⁾⁽⁴⁾。 $\varepsilon_{1.d}$ 、 $\varepsilon_{3.d}$ を平均主応力一定試験での軸ヒズミ(最大主ヒズミ)、側方ヒズミ(最小主ヒズミ)とし、セン断ヒズミ $\gamma = \varepsilon_{1.d} - \varepsilon_{3.d}$ 、ダイレイタンシー $v_d = \varepsilon_{1.d} + 2\varepsilon_{3.d}$ 、とすれば破壊に至るまでのセン断ヒズミ γ 、ダイレイタンシー v_d は平均主応力 p の値に関係なく、応力比 q/p によって次式の双曲線により表示される (Fig. 2, 3)。

$$\left. \begin{aligned} \gamma/\eta &= a_d + b_d \cdot \gamma \\ \gamma &= \frac{a_d \cdot \eta}{1 - b_d \cdot \eta} = \varepsilon_{1.d} - \varepsilon_{3.d} \end{aligned} \right\} (4)$$

$$\left. \begin{aligned} -v_d/\eta &= a_v + b_v \cdot (-v_d) \\ -v_d &= \frac{a_v \cdot \eta}{1 - b_v \cdot \eta} = \varepsilon_{1.d} + 2\varepsilon_{3.d} \end{aligned} \right\} (5)$$

ここに $\eta = q/p$ である。なお、(4)、(5)式における係数 b_d 、 b_v は破壊時の応力比 $\eta_f = (q/p)_f$ の逆数であるので、 $b_d = 1/\eta_f$ 、 $b_v = 1/\eta_{vf}$ である。

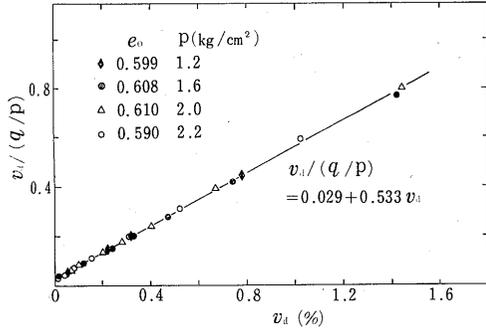


Fig. 2 Relationship between dilatancy and stress ratio.

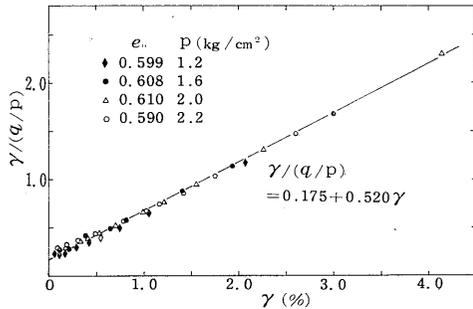


Fig. 3 Relationship between shear strain and stress ratio.

4. 圧 密

平均主応力の変化による砂の体積変化を調べるには、試験中せん断応力を作用させない $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ の等方圧縮試験を行なう必要がある。

ところで砂のような粒状土の圧縮変形過程では、土粒子自身および土粒子より成る骨格構造の弾性変形と土粒子間の摩擦による平衡状態の崩壊、すなわち土粒子間のすべりに伴ないより安定な位置へ土粒子が移動することにより生じる塑性変形とがその変形機構として混在している。Jakobson⁽⁵⁾は砂を弾性球から成っているという仮定のもとで砂の体積とヒズミと応力の関係を導いた Wilson & Sutton⁽⁶⁾の結果をもとにして、次式を提案している。

$$\epsilon = c \cdot \sigma^a \quad (6)$$

ここに ϵ は体積ヒズミ、 σ は等方応力である。Sultz & Moussa⁽⁷⁾ も側方拘束状態での種々の砂の圧縮ヒズミと応力との間には(6)式と同様の関係式が成立することを示している。しかし、一般に粒状土の圧縮変形は初期密度に大きく依存し、初期密度が大きくなるとその圧縮変形量は小さくなる。それゆえ、(6)式の係数 c には初期密度の影響が含まれ、側方拘束状態の場合には、圧縮ヒズミ ϵ と応力 σ との間に

は、応力の小さい範囲を除くと次式の形で与えられる(8)(9)。

$$\epsilon = (n_1 - n_0)c' \sigma^{a'} \quad (7)$$

ここに n_1 は初期間ゲキ率、 n_0 は最大密度に関する間ゲキ率である。等方圧縮の場合、後述するように静止土圧係数 K_0 が応力に依存するので、厳密には側方拘束状態での(7)式は成立しない。しかし応力の小さい範囲を除くと、 K_0 に及ぼす応力の影響は小さくなるので(Fig.10)、近似的には(7)式の形、つまり体積ヒズミ v_e と平均主応力 p は両対数紙上で直線関係が成立すると考えられる。Fig.4はそれらの関係を示したものであり、約 $p < 0.5 \text{Kg/cm}^2$ を除くと次式で表わされる。

$$v_e = \alpha \cdot p^\beta \quad (8)$$

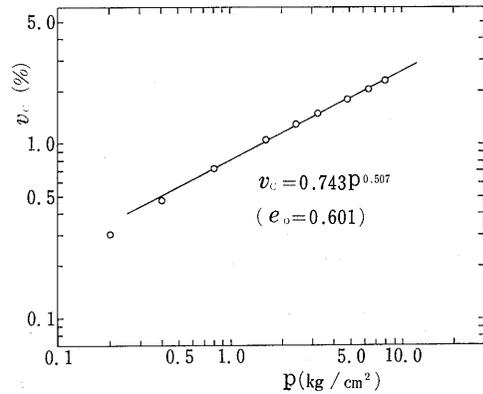


Fig. 4 Relationship between volumetric strain and isotropic stress.

なお、(8)式の係数 α には(7)式における初期密度の影響は含まれているものとする。また等方圧縮の場合には $\epsilon_{1.e} = \epsilon_{2.e} = \epsilon_{3.e}$ であるので次式で表わさせる。

$$\epsilon_{1.e} = \epsilon_{2.e} = \epsilon_{3.e} = \frac{1}{3} v_e = \frac{1}{3} \alpha \cdot p^\beta \quad (9)$$

(9)式についてはさらに詳細な検討が必要であるが、以下の議論においてはこの式を用いることにする。

以下、(4)、(5)、(9)式を用い、等方応力 $p (= \sigma_3')$ で圧密後、軸対称三軸状態で密な砂に応力変化を与えたときの変形特性について検討する。

5. 主ヒズミ ϵ_1, ϵ_3

せん断変形による主ヒズミ $\epsilon_{1.d}, \epsilon_{3.d}$ は(4)、(5)式より次のように求められる。

$$\begin{aligned} \epsilon_{1.d} &= \frac{ad \cdot \eta}{1 - bd \cdot \eta} + \epsilon_{3.d} \\ &= \frac{ad \cdot \eta}{1 - bd \cdot \eta} + \frac{1}{2} (v_d - \epsilon_{1.d}) \\ \therefore \epsilon_{1.d} &= \frac{1}{3} \left(\frac{2ad \cdot \eta}{1 - bd \cdot \eta} + v_d \right) \end{aligned}$$

$$= -\frac{1}{3} \left(\frac{2a_d \cdot \eta}{1 - b_d \cdot \eta} - \frac{a_v \cdot \eta}{1 - b_v \cdot \eta} \right)$$

ところで、前述のように $b_d = b_v$ であるので、結局 $\epsilon_{1.d}$ は次式で与えられる。

$$\epsilon_{1.d} = \frac{1}{3} \eta \frac{2a_d - a_v}{1 - b_d \cdot \eta} \tag{10}$$

また $\epsilon_{3.d}$ は

$$\begin{aligned} \epsilon_{3.d} &= \epsilon_{1.d} - \frac{a_d \cdot \eta}{1 - b_d \cdot \eta} \\ &= \frac{1}{3} \eta \frac{2a_d - a_v}{1 - b_d \cdot \eta} - \frac{a_d \cdot \eta}{1 - b_d \cdot \eta} \\ &= -\frac{1}{3} \eta \frac{a_d + a_v}{1 - b_d \cdot \eta} \end{aligned} \tag{11}$$

一方、圧密に伴う主ヒズミ $\epsilon_{1.c}$ 、 $\epsilon_{3.c}$ は(9)式で与えられる。応力変化によりセン断と圧密がおたがいに影響しながら同時に生じるが、近似的にそれらの和として表わされると仮定すれば、主ヒズミ ϵ_1 、 ϵ_3 は(9)、(10)、(11)式より次式で表わされる。

$$\epsilon_1 = \epsilon_{1.d} + \epsilon_{1.c} = \frac{1}{3} \eta \frac{2a_d - a_v}{1 - b_d \cdot \eta} + \frac{1}{3} \alpha \cdot p^\beta \tag{12}$$

$$\epsilon_3 = \epsilon_{3.d} + \epsilon_{3.c} = -\frac{1}{3} \eta \frac{a_d + a_v}{1 - b_d \cdot \eta} + \frac{1}{3} \alpha \cdot p^\beta \tag{13}$$

Fig.5 は $a_d, a_v, b_d, \alpha, \beta$ として Fig.2,3,4 に示す値 (なお $b_d = \frac{1}{2}(0.520 + 0.533) = 0.527$) を用いて(12)、(13)式を側圧(最小主応力) σ_3' をパラメーターとして示したものである。セン断による主ヒズミ $\epsilon_{1.d}, \epsilon_{3.d}$ は平均主応力 p に関係なく応力比 $\eta = q/p$ によって一義的に定まるので((10)、(11)式)、側圧 σ_3' に関係なく主応力比 σ_1'/σ_3' によっても一義的に定まる。それゆえ、側圧 σ_3' による主ヒズミ ϵ_1, ϵ_3 の相違は圧密項の影響によるものであることがわかる。

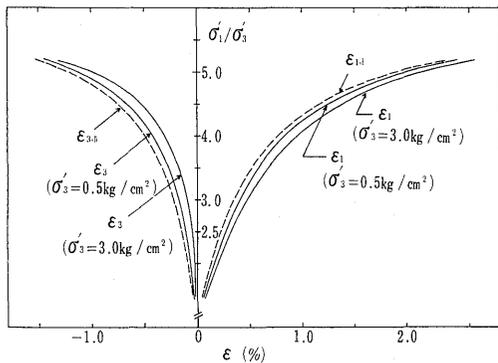


Fig. 5 Relationship between principal stress ratio and principal strain.

6. 体積変化と体積最小点

$\sigma_2' = \sigma_3'$ である軸対称三軸状態での体積ヒズミは(5)、(8)式あるいは(12)、(13)式より次のように表わされる。

$$v = v_d + v_c = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 = -\eta \frac{a_v}{1 - b_d \cdot \eta} + \alpha \cdot p^\beta \tag{14}$$

Fig.6 は(14)式により側圧 σ_3' をパラメーターとして主応力比 σ_1'/σ_3' と体積ヒズミの関係を示している。側圧 σ_3' が大きくなるほど体積収縮量は大きく、またセン断開始前の体積に等しくなる主応力比も大きくなるが、これは側圧 σ_3' が大きくなると圧密項の影響が大きくなるためである。

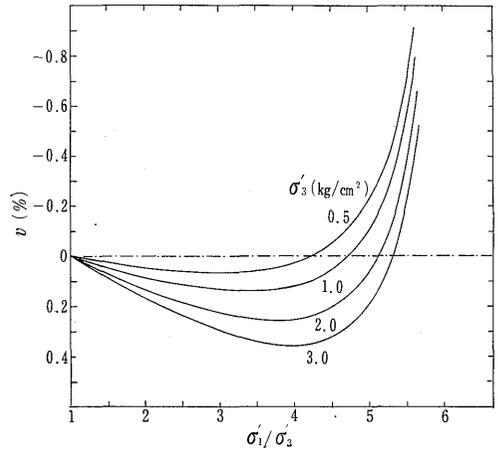


Fig. 6 Relationship between volumetric strain and principal stress ratio.

ところで、側圧 σ_3' 一定の条件下で排水三軸圧縮試験を行なうと、Fig.6 に示すように体積は最初いったん減少し、その後増加しはじめる。この体積最小点は裏込め砂の土圧性状においては、塑性平衡状態への移行点と関係する重要な特性値であるといわれているが(10)、この体積最小点の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ は同じ密度の場合拘束圧(側圧) σ_3' によって異なる。この体積最小点の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ は次のようにして求められる。(14)式に $p = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ 、 $\eta = q/p = 3(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + 2\sigma_3')$ を代入すると

$$\begin{aligned} v &= \frac{-3a_v(\sigma_1'/\sigma_3' - 1)}{(1 - 3b_d) \cdot \sigma_1'/\sigma_3' + (2 + 3b_d)} \\ &\quad + \frac{\alpha}{3^\beta} \cdot \sigma_3^\beta (\sigma_1'/\sigma_3' + 2)^\beta \end{aligned} \tag{15}$$

それゆえ、 σ_3' 一定の場合の体積最小点における主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ は $dv/d(\sigma_1'/\sigma_3') = 0$ の条件より求められる。(15)式より $dv/d(\sigma_1'/\sigma_3') = 0$ として式の変形を行なうと、 σ_3' と $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ の関係として次式が得られる。

$$\sigma_3' = \left[\frac{9 \cdot 3^\beta \cdot a_v}{\alpha \cdot \beta \{ (\sigma_1'/\sigma_3')_0 + 2 \}^{\beta-1} \{ (1-3b_d) \cdot (\sigma_1'/\sigma_3')_0 + (2+3b_d) \}^2} \right]^{1/\beta} \quad (16)$$

Fig.7 は(16)式により側圧 σ_3' と体積最小点の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ の関係を示すものであり、 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ に及ぼす σ_3' の影響は σ_3' が約 1kg/cm^2 以下では非常に大きい、それ以後は σ_3' の増大とともに次第に減少することが知られる。

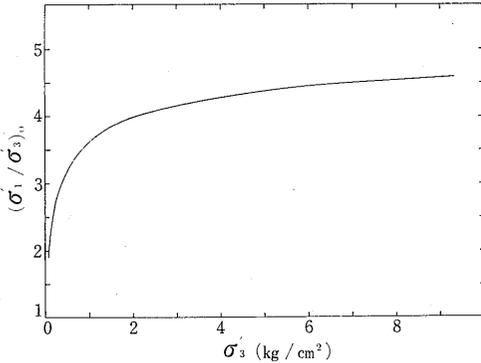


Fig. 7 Relationship between confining pressure and principal stress ratio at volume minimum.

7. 主ヒズミ比 $-\epsilon_3 / \epsilon_1$

弾性論による解析を行なう場合には、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν の値が必要であるが、これらは元来一軸状態で定義されているものである。土質力学で対象とする土では一般に拘束圧 σ_3' が加わっており、さらにその大きさにより体積ヒズミ、側方ヒズミは異なる。また密な砂のように膨脹性の顕著な材料では、変形が進むとダイレイタンスーが顕著になり、もとの体積より大きくなる。それゆえポアソン比は0.5以上になることも容易に予想される。ここではポアソン比に相当するものとして、主ヒズミ比 $-\epsilon_3/\epsilon_1$ をとりあげ、応力状態との関係を解べてみる。主ヒズミ ϵ_1, ϵ_3 は(12)、(13)式で与えられ、その比 $-\epsilon_3/\epsilon_1$ は次式で表わされる。

$$-\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = \frac{\eta \frac{a_d + a_v}{1 - b_d \cdot \eta} + \alpha \cdot p^\beta}{\eta \frac{2a_d - a_v}{1 - b_d \cdot \eta} + \alpha \cdot p^\beta} \quad (17)$$

Fig.8 は ϵ_1 と $-\epsilon_3$ の関係であるが、一般に原点を通る直線関係にない。このことはポアソン比を主ヒズミ比 $-\epsilon_3/\epsilon_1$ として考えるとすれば、ポアソン比が変形の進行に伴ない、従って応力状態によって変化することを示している。Fig.9 は(17)式により応力比 $\eta = q/p$ あるいは主応力比 σ_1'/σ_3' と主ヒズミ比 $-\epsilon_3/\epsilon_1$

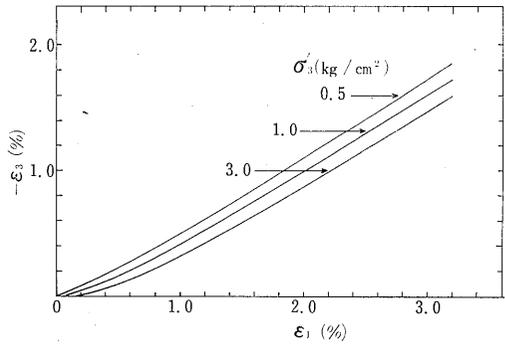


Fig. 8 Relationship between major principal strain and minor principal strain.

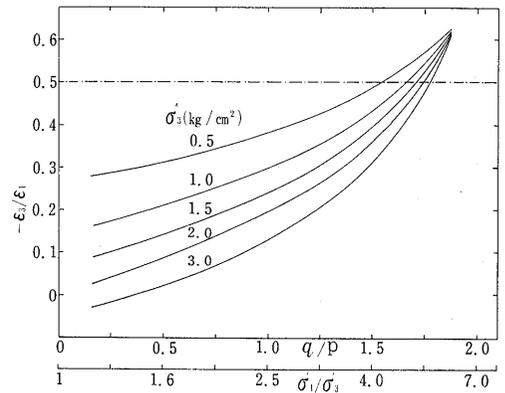


Fig. 9 Relationship between stress ratio and principal strain ratio.

の関係である。応力状態によって $-\epsilon_3/\epsilon_1$ は著しく変化し、その変化割合は側圧 σ_3' が大きいほど顕著である。また、正のダイレイタンスーが顕著な密な砂では側圧 σ_3' が小さいほど $-\epsilon_3/\epsilon_1$ は大きくなるが、破壊付近の応力になると、 σ_3' に無関係にほぼ一定の値をとるようになる。これは破壊に達すると、 σ_3' に無関係はダイレイタンスー項がきわめて顕著になるためである。なお、 $-\epsilon_3/\epsilon_1 = 0.5$ となる応力は Fig.6 において体積がもとの体積に等しくなる ($v=0$) 応力に相当する。また、セン断のみによる主ヒズミ比 $-\epsilon_{3.d} / \epsilon_{1.d}$ は(10)、(11)式より

$$-\frac{\epsilon_{3.d}}{\epsilon_{1.d}} = \frac{a_d + a_v}{2a_d - a_v} \quad (18)$$

となり、応力比に関係なく一定の値をとるので $-\epsilon_3 / \epsilon_1$ が応力に依存するのは圧密項の影響のためである。

8. 静止土圧係数 K_0

静止土圧係数 K_0 は地下壁や地中埋設物等の設計に際して重要な値であり、また自然状態で堆積する地盤は側方拘束状態で自重により圧密され、この状態もい

わば静止土圧状態である。

材料を等方等質の弾性体と仮定すれば、水平方向の有効応力 σ_3' と鉛直方向の有効応力 σ_1' の比で表わした静止土圧係数 $K_0 = \sigma_3'/\sigma_1'$ は、 $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ の条件より、ポアソン比を ν とし次式で与えられる。

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (19)$$

全変形過程を通じてポアソン比 ν が一定であれば、静止土圧係数 K_0 も一定となるが、正のダイレイタンスーが顕著な密な砂では、7. で述べたようにポアソン比に相当する主ヒズミ比 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ は変形とともに著しく変化し、破壊に近づくとき $-\varepsilon_3/\varepsilon_1 > 0.5$ にもなる。それゆえ静止土圧係数 K_0 は応力に依存すると考えられる。

従来、静止土圧係数 K_0 は Jaky の式 $K_0 = 1 - \sin\phi'$ が提案されて以来、破壊時の有効応力によるせん断抵抗角 ϕ' とのみ関係づけられているが、破壊以前の圧密平衡状態での K_0 が強度定数である破壊時のせん断抵抗角 ϕ' に関係するかについては疑問をはさむ余地がある。元来、土のせん断変形に対する抵抗は変形量、従って応力の関数であり、破壊時の強度定数 ϕ', c' のみの関数ではありえない。このような立場から、ここでは静止土圧係数 K_0 の応力依存の問題について検討する。

静止土圧係数 K_0 は側方変位がゼロの状態における水平方向と鉛直方向の有効応力の比 σ_3'/σ_1' であるので、(13)式において $\varepsilon_3 = 0$ とし求められる。

$$-\frac{1}{3} \eta \cdot \frac{a_d + a_v}{1 - b_d \eta} + \frac{1}{3} \alpha \cdot p^\beta = 0 \quad (20)$$

(20)式に $q = \sigma_1' - \sigma_3' = (1 - K_0)\sigma_1'$, $p = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3 = (1 + 2K_0)\sigma_1'/3$, $\eta = q/p = 3(1 - K_0)/(1 + 2K_0)$ を代入すると

$$\sigma_1' = \frac{3}{1 + 2K_0} \left\{ \frac{3(a_d + a_v)}{\alpha} \cdot \frac{1 - K_0}{(1 - 3b_d) + (2 + 3b_d)K_0} \right\}^{1/\beta} \quad (21)$$

Fig. 10 は (21) 式の関係を示すもので、静止土圧係数 K_0 が鉛直方向の有効応力 σ_1' に依存することが知られる。とくに応力が小さい場合にはその影響は顕著であり、応力の増加とともに次第にその影響は小さくなり、ある一定値に近づくことがわかる。このように段階的に鉛直応力 σ_1' を載荷した場合、 σ_1' の増加とともに K_0 が減少し、ある値に近づくことは、すでに著者らは砂についてその実測例を示している⁽¹¹⁾。なお、多くの実験データあるいは Jaky の式 $K_0 = 1 - \sin\phi'$ に代表される種々の理論式では、せん断抵抗角 ϕ' が小さくなるにつれ、 K_0 は大きくなることを示

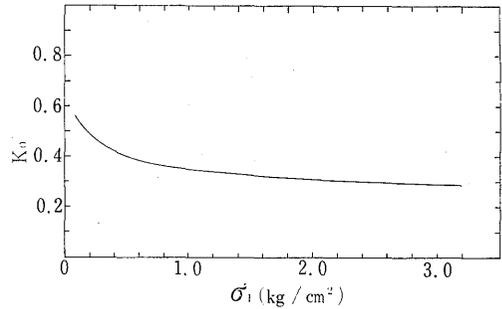


Fig. 10 Relationship between vertical effective stress and coefficient of earth pressure at rest.

しているが、このような傾向は(21)式において $ba = 1/(q/p)^\beta$ が大きいほど (ϕ' が小さくなるのに対応する)、同じ鉛直応力 σ_1' に対して K_0 が大きくなるので矛盾はない。

9. まとめ

砂のような粒状土の応力-変形関係は他の工学材料に比べて著しく複雑であるが、その主な原因はせん断変形と体積変化が独立ではありえないという粒状体独特のダイレイタンスーにあると考えられる。このダイレイタンスーの正確な把握がその応力-変形関係を知ろうえでもっとも基本になる。

本文では正のダイレイタンスーのみが生じるような密な砂について、せん断と圧密を分けて検討し、応力変化中の変形はそれらの和として表わされるという近似的な仮定のもとに、 σ_3' 一定の軸対称三軸圧縮状態でのその変形特性を検討した結果、次のような点が明らかになった。

(1) ダイレイタンスー v_d 、せん断ヒズミ γ は平均主応力 p の大きさによらず、応力比 $\eta = q/p$ によって、(4)、(5)式で表示できる。

(2) 平均主応力 p による体積ヒズミ v_e は応力の小さい範囲を除くと、近似的に両対数紙上で直線関係にある。

(3) 側圧 σ_3' による主ヒズミ $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ の相違は圧密項の影響であり、せん断による主ヒズミ $\varepsilon_{1,d}, \varepsilon_{3,d}$ は σ_3' に影響されない。

(4) 側圧 σ_3' とともに体積収縮量、せん断前の初期体積に等しくなる応力比は大きくなるが、これは σ_3' が大きくなるほど圧密項の影響が大きくなるためである。

(5) 体積最小点の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_0$ に及ぼす側圧 σ_3' の影響は σ_3' が小さいほど大きく、その増大

とともに次第に小さくなる。

(6) 主ヒズミ比 $-\varepsilon_3/\varepsilon_1$ は応力に依存し、さらに側圧 σ_3' に影響されるが、破壊付近になると σ_3' の影響はきわめて小さくなる。これは応力比に依存しないダイレイタンスー項の影響が卓越するためである。

(7) 静止土圧係数 K_0 は応力に依存し、段階的に鉛直応力 σ_1' を載荷した場合、 σ_1' の増加とともに次第に減少し、ある一定の値に近づく。

終りにあたり、日頃御指導頂いている九州大学山内豊聡教授、種々の助言を頂いている本学部伊勢田哲也教授に心から謝意を表す。

参 考 文 献

- (1) Skempton, A. W. : The Pore-Pressure Coefficient in saturated soils, *Geotechnique*, Vol.10. p.186~187. (1960)
- (2) 落合英俊, 山内豊聡 : 砂質土の変形とダイレイタンスーについて, *九州大学工学集報*, 第43巻, 第2号, p.102~108 (昭和45年)
- (3) 落合英俊, 山内豊聡 : 密な砂のせん断変形, *九州大学工学集報*, 第46巻, 第4号, p.510~516 (昭和48年)
- (4) 落合英俊, 山内豊聡 : 密な砂の変形性状について, 第8回土質工学研究発表会講演集, p.165~168 (昭和48年)
- (5) Jakobson, B. : Some Fundamental Properties of Sand, *Proc. 4th. Int. Conf. SMFE*, Vol.1. p.167~171 (1957)
- (6) Wilson, G. & J. L. E. Sutton : A Contribution to the Study of the Elastic Properties of Sand, *Proc. 2nd. Int. Conf. SMFE Vol.1.* p.197~202, (1948)
- (7) Schultz, E. & A. Moussa : Factors affecting the Compressibility of Sand, *Proc. 5th. Int. Conf. SMFE. Vol.1.* p.335~340. (1961)
- (8) 落合英俊, 植山聡 : 側方拘束状態における粒状土の応力・ひずみ関係, *昭和48年度土木学会西部支部研究発表会論文集*, p.223~224 (昭和49年)
- (9) 植山聡 : 側方拘束状態における粒状土の応力一変形関係, *長崎大学工学部土木工学科卒業論文* (昭和49年)
- (10) 市原松平, 松沢宏 : 壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連, *土木学会論文報告集*, 第176号, p.61~74 (1970)
- (11) 落合英俊, 杉本雄二, 滝口正雄 : 三軸圧縮における砂の変形, *昭和48年度土木学会西部支部研究発表会論文集*, p.227~228 (昭和49年)