

はじめに

静止土圧係数 K_0 は、地下壁や地中埋設物などの土圧の評価、深基礎の支持力の算定、飽和粘性土の圧入にともなう強度増大の算定などにおいて重要な要素となるものである。

著者は、まず⁽¹⁾⁽²⁾、砂の直接せん断試験における主応力の表示式に基づき、砂の静止土圧係数を、粒子間摩擦角 ϕ_μ 、あるいは critical void ratio state (限界空隙比状態)における摩擦角 ϕ_{cv} の関数として、

$$K_0 = 1 - \sin \phi_{cv} = 1 - \sin \phi_\mu / 1 + \sin \phi_\mu = \tan^2(\pi/4 - \phi_\mu/2) \quad (1)$$

を導き、この式は、 $K_0 = f(\phi_\mu)$ あるいは $K_0 = f(\phi_{cv})$ 形式の従来の提案式を包括し、また、あるひとつの砂に対する平均的な K_0 値を導くことを示した。さらに、Caguet の式を利用することにより、一種の実験式として、有効応力表示による内部摩擦角 ϕ' の関数として、

$$K_0 = \sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi' / \sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi' \quad (2)$$

を導き、既報の粒状材料に関する実験結果との比較により、その妥当性を明らかにした(図-1)。本文では、静止土圧状態における応力の最大傾角面(エ-ビライズド面)上の応力 σ_m 、 τ_m に、Coulomb の摩擦法則を適用し、それに、強度の稼働率と ϕ' との関係を導入すれば、(2)式と同形の式を得られることを示し、さらに、既報の模型実験結果との比較により、その妥当性を検証した。

砂の静止土圧係数の算定式

静止土圧状態において発現している摩擦角を ϕ'_m と置く。この状態において、エ-ビライズド面上の応力 σ_m 、 τ_m は次のように表わされる(図-2参照)。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{1}{2}(1+K_0)\sigma_1 - \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \sin \phi'_m \\ \tau_m &= \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \cos \phi'_m \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ただし、 $K_0 = \sigma_3/\sigma_1$ である。

ところで、砂は、本来、摩擦性材料とみなすことができるので⁽³⁾、このエ-ビライズド面上において、次式で表わされる Coulomb の摩擦法則に適用できると考えられる。

$$\tau_m = \sigma_m \cdot \tan \phi'_m \quad (4)$$

(3)式(4)式に代入して整理すると、次式を得られる。

$$(1-K_0) \cos \phi'_m = \{(1+K_0) - (1-K_0) \sin \phi'_m\} \tan \phi'_m \quad (5)$$

ここで、強度の稼働率 F を導入し、静止土圧状態においては、内部摩擦角 ϕ' の $(1/F)$ 倍の摩擦角が発現しているものとすれば、その摩擦角 ϕ'_m は、次式で表わされる。

$$\tan \phi'_m = (1/F) \tan \phi' \quad (6)$$

(6)式(5)式に代入して整理すると、次式を得られる。

$$K_0 = \sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi' / \sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi' \quad (7)$$

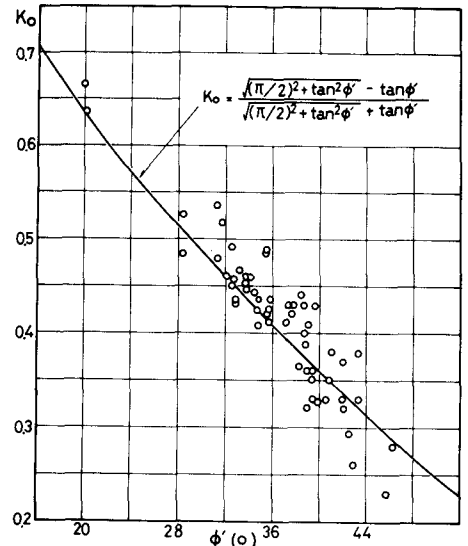


図-1. 提案式と実験値の比較

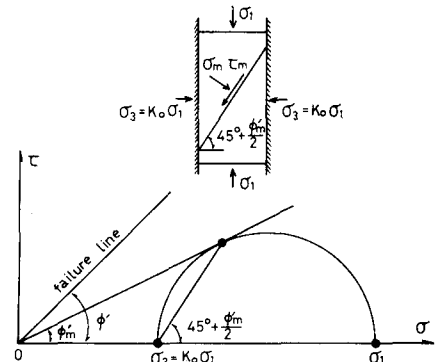


図-2. 静止土圧状態におけるモールの応力円

(2)式において、強度の稼働率 $(1/F) = 2/\pi$ とおけば、さき大求めた(2)式と同一となる。

模型実験結果との比較

(2)式の妥当性を、建設省土木研究所施工研究室で行った小規模模型実験結果^{(4),(5)}との比較により検証する。実験装置は、高さ120cm、幅100cm、奥行き200cmの土槽と、高さ15cm、幅99cmの移動壁より構成されている。実験に用いた土材料は、岐阜県川原の粗砂で、比重 $\gamma_s = 2.60$ 、湿潤密度 $\gamma = 1.416 \text{ g/cm}^3$ 、角ゲキ比 $e = 0.84$ 、内部摩擦角 $\phi' = 37.3^\circ$ である。なお、この実験は、壁の移動と土圧の関係を明らかにすることを目的としたものであるが、本文では静止土圧の問題にしているため、壁の移動量ゼロの場合の結果のみを引用した。図-3は、静止土圧強度と深さの関係(15回の実験結果で、それらの測定値にはバラツキがあるので、その範囲を斜線で示した)とあるが、静止土圧強度は深さとともに、ほぼ直線的に増加するといえる。この砂の $\phi' = 37.3^\circ$ であるので、(2)式を用いれば、 $K_0 = 0.393$ となる。また、 $\gamma = 1.416 \text{ g/cm}^3$ であるので、深さ z (cm)における静止土圧強度 $p_{az} = K_0 \gamma z = 0.556z \text{ (g/cm}^2\text{)}$ となる。

図-3における直線は、この計算値を示しているが、実験結果とほぼ一致しており、(2)式の妥当性が認められる。なお、砂質土に対して、 $K_0 = 0.5$ とすればよいことが多いが(たとえば、建築学会・建築基礎構造設計規程)、 $K_0 = 0.5$ とすれば、測定値よりもかなり大きな静止土圧強度を与えることになる。

図-4は、全土圧とその作用点を示している。(2)式を用いると全土圧の作用点は、測定値のほぼ平均的な値を与え、全土圧は測定値のほぼ最大値に相当する値を与えるが、 $K_0 = 0.5$ とすれば、過大な全土圧を与えることになる。したがって、砂の静止土圧係数 K_0 は、材料の特性を考慮せずに、すべて $K_0 = 0.5$ という一値にすべきではなく、砂の加圧的性質との関係でその値を決める必要があり、その算定式として、本文による(2)式は有用である。

まとめ 砂の静止土圧係数は、本質的には、粒子間摩擦角 ϕ (あるいは、それと定量的に関係づけられる z にあるcritical void ratio stateにおける摩擦角 ϕ_v)に依存するものと考えられるが、実験的な事実として、初期角ゲキ比 e_0 、したがって内部摩擦角 ϕ' により変化する。それゆえ、理論的な厳密性および物理的意味は不明確であるが、実用的には、 $K_0 = f(\phi')$ 形式で表わしたほうが望ましいと考えられる。本文による(2)式はこの形式の砂の K_0 の算定式として、有用であるといえることができる。なお、現場での実用的な静止土圧の計算法として、(2)式を利用し、標準入土試験の値を用いた方法で、さき大⁽²⁾提案しているのが、参考となるであろう。最後に、強度の稼働率の考えに基づいて、重率を考慮した土圧安全率-減価に感謝致します。

参考文献 (1) 落合英俊(1976): 土質工学論文報告集、第16巻、第2号。(2) 落合英俊(1976): 第11回土質工学研究発表会講演集。(3) 松岡文(1971): 京大防災研年報、第14号B。(4),(5) 建設省土木研究所施工研究室(1969, 1970): 土木研究所資料、第536号、第548号。

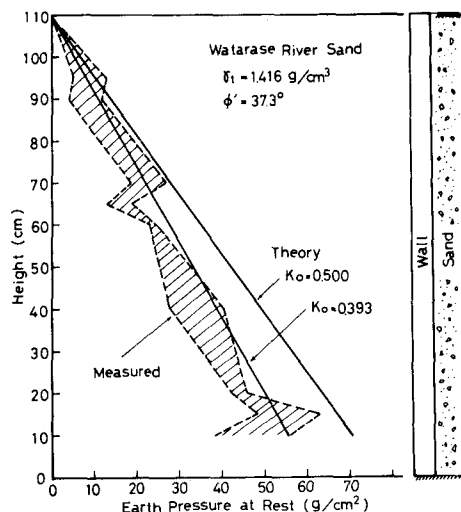


図-3. 静止土圧強度の測定値と計算値

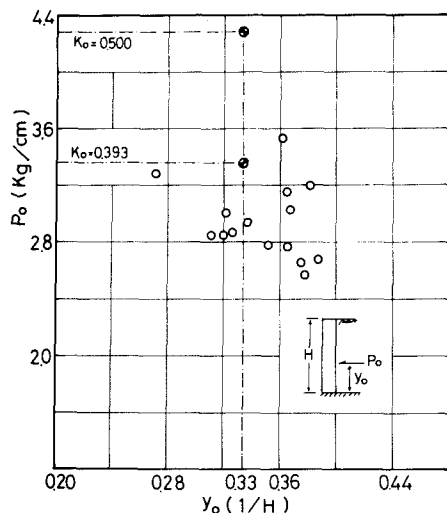


図-4. 静止土圧とその作用点