

砂の静止土圧係数の算定式と設計への指針

落 合 英 俊*

Expression of The Coefficient of Earth Pressure at Rest of Sands and The Guide for Design

by

Hidetoshi OCHIAI

(Department of Civil Engineering)

In this paper, an expression of the coefficient of earth pressure at rest of sands is newly derived on the basis of the expression of principal stress in direct shear test, and its validity is verified on comparison of the experimental results on granular materials.

Futhermore, a practical design calculation method for earth pressure at rest which employ N-value in standard penetration test is newly presented, and its application to field problems is verified on comparison of the measured value of earth pressure for a underground wall in field.

1. ま え が き

静止土圧は、側方変位が拘束された非塑性状態における土圧であり、塑性平衡状態を仮定して導かれたCoulombやRankineの土圧とは異なり、主働土圧と受働土圧の中間の状態にある⁽¹⁾。この静止土圧係数 K_0 は地下壁や地中埋設物などの土圧の評価、深い基礎の支持力の算定⁽²⁾、飽和粘性土の圧密にともなう強度増加の算定⁽³⁾などにおいて重要な要素となるものである。また、最近では、擁壁の設計においても、静止土圧を重要視する考え方も提案されている^{(4),(5)}。

本文では、著者によって明らかにされている砂の直接せん断試験における主応力の表示式⁽⁶⁾に基づき、砂の静止土圧係数 K_0 を粒子間摩擦角 ϕ_μ 、あるいはcritical void ratio stateにおける摩擦角 ϕ_{cv} の関数形によって新たに誘導し、さらに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 の算定式を新たに提示した。そして、室内実験および模型実験結果との比較に基づき、その妥当性を明ら

かにするとともに、その結果を利用して、砂の静止土圧係数と粒度組成との関係を検討した。さらに、実際の現場においては、砂試料のサンプリングの困難さと関連して、標準貫入試験のN値から、砂層の内部摩擦角を換算することが多いという現実を考え、N値の特性を考慮して、N値を用いた静止土圧の設計計算法を新たに提示し、現場の地下壁に対する土圧実測値との比較により、その適用性を検証した。

2. 砂の静止土圧係数の算定式

せん断面（ゾーン）指定型の直接せん断試験においては、せん断にともない主応力軸が回転するが、その回転方向は、小田・小西により、次式で与えられている⁽⁷⁾。

$$\tau / \sigma_N = \kappa \cdot \tan \psi \quad (1)$$

ここに、 σ_N 、 τ = 水平面上の垂直およびせん断応力、 ψ = 最大主応力軸と鉛直軸のなす角、 κ = 材料定数である。

(1)式の定数 κ は、critical void ratio state におけ

* 土木工学科

る摩擦角 ϕ_{cv} , あるいは粒子間摩擦角 ϕ_{μ} によって, 次式で表わされることが, 著者により明らかにされている⁽⁶⁾.

$$\kappa = \sin \phi_{cv} = 2 \sin \phi_{\mu} / 1 + \sin \phi_{\mu} \quad (2)$$

また, (1)式を利用することにより, 直接セン断試験における最大および最小主応力は, 実測する水平面上の応力 σ_N , τ の値によって, 次式で表わされることも, 著者によって明らかにされている⁽⁶⁾.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\tau^2 + \kappa \sigma_N^2}{\kappa \sigma_N} \\ \sigma_3 &= (1 - \kappa) \sigma_N \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ところで, セン断面 (ゾーン) 指定型の直接セン断試験は, 剛なセン断箱内に土試料をセットし, ある面 (ゾーン) 内でセン断する試験であるので, 水平方向の試料境界面上に垂直応力 σ_N のみを作用したセン断前の状態 ($\psi = 0$) は, 側方変位が拘束された静止土圧状態である. この状態において, 最大および最小主応力は, 垂直および水平方向の応力に等しく, その値は(3)式より次式で与えられる.

$$\sigma_1 = \sigma_N, \quad \sigma_3 = (1 - \kappa) \sigma_N \quad (4)$$

それゆえ, 静止土圧係数 K_0 は, 次式で与えられる.

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 1 - \kappa \quad (5)$$

(2)式を(5)式に代入すると, K_0 は ϕ_{cv} , あるいは ϕ_{μ} によって, 次式で与えられる.

$$K_0 = 1 - \sin \phi_{cv} \quad (6)$$

あるいは

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi_{\mu}}{1 + \sin \phi_{\mu}} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\mu}}{2} \right) \quad (7)$$

(7)式は, 垂直応力 σ_N のみを作用したセン断前の状態 ($\psi = 0$, 静止土圧状態) における応力の最大傾角が粒子間摩擦角 ϕ_{μ} に等しいことを示しているが, このことは, 光弾性材料丸棒に関する実測結果⁽⁸⁾により, 実験的にうらづけられていることである. また, (7)式は, 塑性平衡状態における Rankine の主働土圧係数と比較して, 式中の摩擦角が異なるのみで, 式形は同一であり, このことは, 土圧とセン断変形との関連を示唆しているものと考えられる. すなわち, 静止土圧状態は, 側方変位が拘束された破壊以前の非塑性状態における土圧であり, この状態において発揮される摩擦角は, 光弾性材料丸棒の実測結果⁽⁸⁾からも知られるように, 微小変位のもとでも発揮されうる粒子間摩擦角 ϕ_{μ} である. 一方, 主働土圧は, 垂直方向の応力が最大主応力となり, その応力の増大ともない側方への変位が増大し, 塑性平衡状態に達したときの土圧であり, この状態に達すると, 最大セン断抵抗状態を表わす内部摩擦角 ϕ'

が発揮されるようになるものと解釈される.

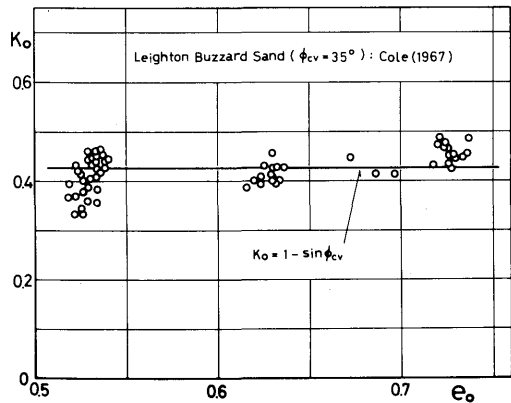


Fig. 1 Measured values of the coefficient of earth pressure at rest of a sand.

Fig. 1は Leighton Buzzard Sand ($\phi_{cv} = 35^\circ$) についての Cole の実験結果と本文による(6)式を示している. 本文による(6)式は, ϕ_{cv} が材料定数であるため, K_0 が初期間ゲキ比 e_0 , したがって内部摩擦角 ϕ' に依存して変化することは説明できないが, その砂のほぼ平均的な K_0 値を与える式であるとみなすことができる.

しかし, 実験的な事実として, 砂の静止土圧係数 K_0 は, 初期間ゲキ比 e_0 , したがって内部摩擦角 ϕ' に依存するので, 理論的な厳密性および物理的意味は不明確であるが, $K_0 = f(\phi')$ の形式で表示するほうが実用的である. ところが, 粒子間摩擦角 ϕ_{μ} と内部摩擦角 ϕ' の関係は, 土のセン断に関するもっとも基本的かつ重要な問題ではあるが, グレイタンシーなど複雑な要素が関係するため, 理論的には, いまだ明らかにされおらず, したがって, 現状では, 理論的に $K_0 = g(\phi_{\mu})$ を $K_0 = f(\phi')$ に変換することはできない. そこで, 本文では, ⁽¹⁰⁾山口, ⁽¹¹⁾山内, ⁽¹²⁾安原と同様に, Caquot の(8)式を利用することにする.

$$\tan \phi' = (\pi/2) \tan \phi_{\mu} \quad (8)$$

なお, このCaquotの(8)式における摩擦角 ϕ' は, その誘導過程から考え, 本来 critical void ratio state における摩擦角 ϕ_{cv} と解釈すべきである⁽¹³⁾.

(8)式を(7)式に代入すると, $K_0 = f(\phi')$ 形式の K_0 の算定式として, 次式が得られる.

$$K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad (9)$$

この(9)式は, 実験式とみなすべきである.

なお, (9)式と同形の式は, 次のように考えても導くことができる.

静止土圧状態において発揮されている摩擦角を ϕ'_m とする。この状態において、応力の最大傾角面(mobilized 面)上の応力 σ_m , τ_m は次のように表わされる (Fig. 2 参照)。

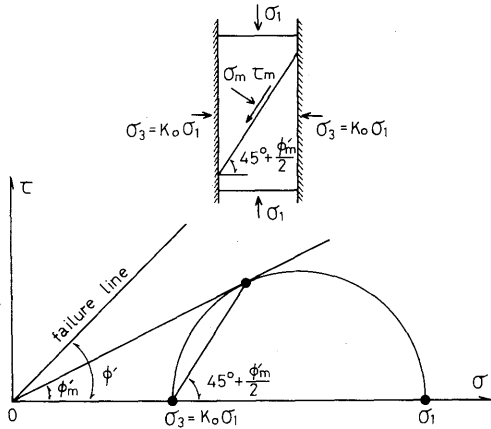


Fig. 2 Mohr circle at the state of earth pressure at rest.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{1}{2}(1+K_0)\sigma_1 - \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \sin\phi'_m \\ \tau_m &= \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \cos\phi'_m \end{aligned} \right\} (10)$$

ただし、 $K_0 = \sigma_3 / \sigma_1$ である。

ところで、砂は、本来、摩擦性材料であるとみなすことができるので、この mobilized 面上において、次式で表わされる Coulomb の摩擦法則が成立するものと考えられる。

$$\tau_m = \sigma_m \cdot \tan \phi'_m \quad (11)$$

(10)式を(11)式に代入すると、次式が得られる。

$$(1-K_0) \cos \phi'_m = \{ (1+K_0) - (1-K_0) \sin \phi'_m \} \times \tan \phi'_m \quad (12)$$

ここで、静止土圧状態においては、内部摩擦角 ϕ' の (1/F) 倍の摩擦角が発揮されるものと考えれば、次式で与えられる。

$$\tan \phi'_m = (1/F) \tan \phi' \quad (13)$$

(13)式を(12)式に代入して整理すると、次式が得られる。

$$K_0 = \frac{\sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad (14)$$

(14)式において、 $(1/F) = 2/\pi$ とおけば、(9)式と同一になる。

Fig. 3 は、(9)式および Rankine による主動土圧係数 K_A 、受働土圧係数 K_P を内部摩擦角 ϕ' に対して求めたものであり、 $0^\circ \leq \phi' \leq 90^\circ$ に対して、 $K_A \leq K_0 \leq K_P$ の関係にある。

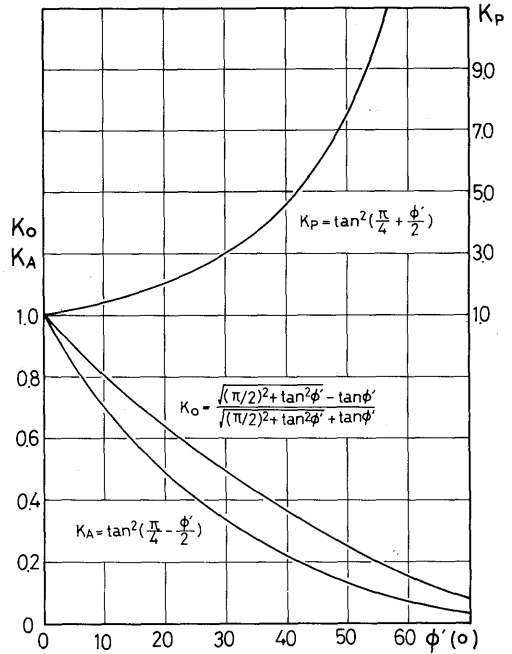


Fig. 3 The coefficient of earth pressure, K_A , K_P and K_0

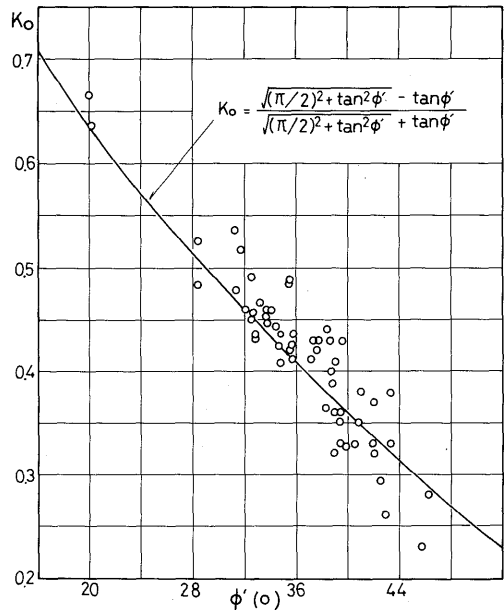


Fig. 4 Comparison of the proposed equation with the experimental results on granular materials.

3. 実験結果との比較

Fig. 4 は、静止土圧係数 K_0 と内部摩擦角 ϕ' との関係で、これまでに報告された粒状材料に関する室内実験結果と、本文による(9)式の比較である。(9)式は、粒

状材料の静止土圧係数 K_0 の算定式として、十分に有用な式であるとみなすことができる。

つぎに、(9)式の妥当性を、建設省土木研究所施工研究(15)、(16)室で行なわれた模型実験結果との比較により検討する。

実験装置は、高さ120cm、幅100cm、奥行き200cmの土槽と、高さ115cm、幅99cmの移動壁より構成されており、土槽は山形鋼で補強され、また土槽内壁は壁面摩擦を軽減するために、ステンレス板が張られている。土圧の測定は、差動トランス式土圧計と力計の併用により行なわれ、土圧計は水圧計利用による検定の結果、十分な精度であったと報告されている。実験に用いられた試料は、渡良瀬川産の粗砂で、その物理的諸性質は次のとうりである。三角座標による分類=砂、比重 $G_s = 2.60$ 、均等係数 $c_u = 1.67$ 、湿潤密度 $\gamma_t = 1.416 \text{ g/cm}^3$ 、乾燥密度 $\gamma_d = 1.412 \text{ g/cm}^3$ 、間ゲキ比 $e = 0.84$ 、内部摩擦角 $\phi' = 37.3^\circ$ 、なお、この実験は、壁の移動と土圧の関係を知ることを目的としたものであるが、本文は静止土圧を問題にしているの、壁の移動量がゼロの場合の結果のみを用いることにする。

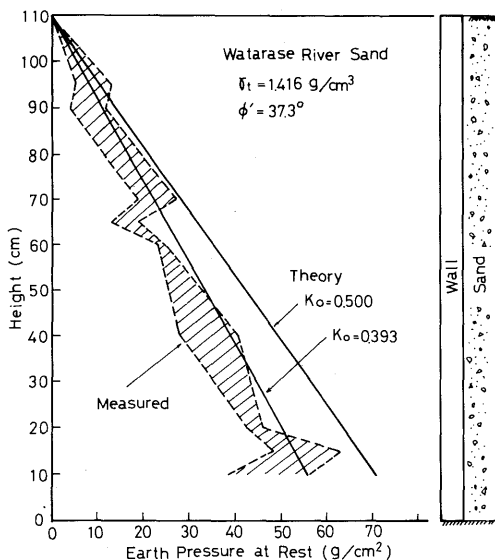


Fig. 5 Comparison of the calculated values with the measured values.

Fig. 5は、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ばらつきがあるので、その範囲を斜線で示している)であるが、土圧強度は深さとともに、ほぼ直線的に増加するとみなすことができる。この砂の内部摩擦角 $\phi' = 37.3^\circ$ であるので、この値を(9)式に代入すると、静止土圧係数 K_0 は、

$$K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + (0.762)^2} - 0.762}{\sqrt{(\pi/2)^2 + (0.762)^2} + 0.762} = 0.393$$

となる。また、この砂の $\gamma_t = 1.416 \text{ g/cm}^3$ であるので、深さ z (cm)における静止土圧強度 $p_{0,z}$ は

$$p_{0,z} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot z = 0.556 \cdot z \text{ (g/cm}^2\text{)}$$

となる。Fig. 5における直線はこの計算結果を示しているが、実験結果とほぼ一致しており、本文の(9)式の有用性が認められる。なお、砂質土に対しては $K_0 = 0.5$ とされることが多いが(たとえば、建築学会建築基礎構造設計規準)、 $K_0 = 0.5$ とすれば、測定値よりもかなり大きな土圧を与えることが、Fig. 5からも知

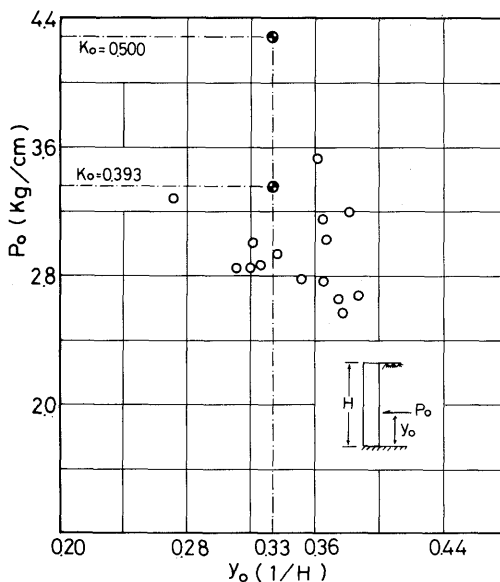


Fig. 6 Relationship between earth pressure at rest and its acting point.

られる。Fig. 6は、全土圧とその作用点の関係である。(9)式を用いると、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 $K_0 = 0.5$ という一定値にすべきではなく、砂の力学的性質との関係でその値を決定する必要があり、その算定式として、本文による(9)式は有用である。

4. 砂の静止土圧係数と粒度組成の関係

砂の静止土圧係数 K_0 は、内部摩擦角 ϕ' の関数形で表示するのが実用的であり、その算定式としては(9)式が有用であることは、以上述べたとうりである。

一つの砂については、 ϕ' は密度の増加とともに大きく

なり、したがって K_0 は密度の増加につれて小さくなるが、つぎに問題になるのが、砂の種類が異なった場合の K_0 の大きさである。砂は、砂粒子を構成する物質の性質により、また、同じ鉱物よりなる砂粒子であっても、その個々の砂粒子の形により工学的性質は異なるので、本来はこれらの点から砂の分類をすべきであると考えられる。しかし、現実に砂を分類する手段としてもっとも広く用いられているのは、粒度分析であるので、砂の静止土圧係数 K_0 と粒度組成の関係を知ることが、実用上たいせつとなる。この点を明らかにするためには、実用的には、 $K_0=f(\phi')$ で表示されるので、砂の内部摩擦角 ϕ' と粒度組成の関係を知ればよいことになる。

4-1 K_0 と粒径の関係

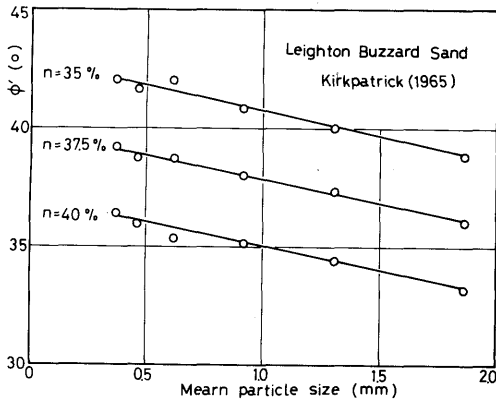


Fig. 7 Relationship between ϕ' and particle size.

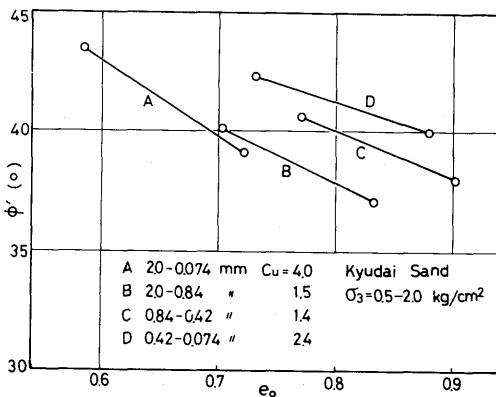


Fig. 8 Relationship between ϕ' and initial void ratio e_0 .

Fig. 7は Leighton Buzzard Sand, Fig. 8は九大砂に関する三軸圧縮試験の結果であり、両試料とも、ふるい分けにより人工的に粒径の調整を行なったものである。Fig. 7およびFig. 8のB, C, D線より知られるように、粒径が大きくなるにつれて、内部摩擦角 ϕ' は小さくなる。この傾向は、ガラスビーズを用いた実験によっても確かめられている⁽¹⁷⁾。したがって砂の静止土圧係数 K_0 と粒径の関係については、これらの実験結果と(9)式を組み合わせることで、次のように結論づけることができる。

粒径大 \rightarrow ϕ' 小 $\rightarrow K_0$ 大

なお、上の結果は、 $K_0=g(\phi_\mu)$ に関する(7)式からも結論づけられる。すなわち、(7)式は粒子間摩擦角 ϕ_μ が大きくなるにつれて、 K_0 は小さくなることを示している。また、 ϕ_μ と粒径の関係については、Rowe⁽¹⁸⁾の実験的研究があり、粒径が大きくなるにつれて、 ϕ_μ は小さくなるという測定値が得られている。このRoweの実験結果と(7)式を組み合わせると、粒径大 $\rightarrow \phi_\mu$ 小 $\rightarrow K_0$ 大となり、上に述べた結論と一致する。

以上の結論は砂に関するものであるが、拡張して考えれば、細粒土になるほど K_0 は小さくなる、したがって、砂と粘土を比較した場合には、粘土のほうが K_0 は小さくなることが予想される。そして、このことは粘性土については、Jaky⁽¹⁹⁾の式よりも Brooker & Ireland⁽²⁰⁾の式のほうが実験値とよく合うといわれていることと一致する。

4-2 K_0 と粒度分布の関係

砂の粒度分布と内部摩擦角 ϕ' の関係についても、Kirkpatrick⁽¹⁷⁾の実験的研究があるが、明らかな傾向は見いだせないと報告されている。九大砂に関するFig. 8のA, B線をも、明らかな差異は認めがたい。これは、粒度分布の異なる試料を同一密度に作成することが困難なことにも関係していると考えられる。いずれにしろ、現状においては砂の ϕ' と粒度分布の間には明らかな傾向を見出すことはできず、したがって砂の静止土圧係数 K_0 と粒度分布の関係は明らかでない。

5. N値を用いた静止土圧の設計計算法

砂の静止土圧係数 K_0 は、(9)式を用いれば内部摩擦角 ϕ' によって十分な精度で算定できることを、室内実験および模型実験結果との比較により明らかにしてきた。しかし、実際の現場においては、砂試料のサンプリングの困難さとも関連して、自然状態の砂層あるい

は砂レキ層の内部摩擦角 ϕ' の値をセン断試験によって求めることは容易ではなく、そのためサウンディング結果からその値を換算することがしばしば行なわれている。したがって、サウンディング結果を用いて砂の静止土圧係数を求め、土圧を算定する方法を確立することは、実用上大きな意義をもっている。

5-1 N値と砂層の内部摩擦角 ϕ' の関係

標準貫入試験は、土質調査の代表的方法として現場で広く用いられているが、この試験によって得られるN値は、砂のセン断抵抗に対するインデックスを与えるものといわれており、また、深さによって異なる値を与えることも広く認められているところである。

N値と砂層の内部摩擦角 ϕ' の関係としては、Dunham, 大崎, Peck, Meyerhoff らの提案があるが、いずれも $\phi' = f(N)$ の形で表わされている。この $\phi' = f(N)$ の形式では、N値が決まれば一義的に ϕ' が決まることになるが、「N値は深さによって異なる値を与える」ものであり、同一密度であっても、深さが深くなるほど、N値は大きく表われてくることを考えれば、深さ、したがって有効上載圧力 p を考慮して、 $\phi' = f(N, p)$ の形式で表示したほうが、N値の特性をより適確に把握した考え方であり、また合理的である。

ところで、N値と砂の相対密度 Dr 、有効上載圧力 p の関係については、Gibbs & Holtz をはじめ、いくつかの提案がなされているが、現場の実測結果との相関に基づき、Schultz & Menzenbach によって与えられた次式が諸提案の平均的な関係を表わすものといわれている。

$$\ln Dr = 0.478 \ln N - 0.262 \ln p + 2.84 \quad (15)$$

ここに、 Dr = 相対密度(%), p = 有効上載圧力 (kg/cm^2), N = N値である。

この(15)式は、同一N値であっても、有効上載圧力 p が大きい、したがって深さの深いところでは相対密度 Dr が小さいこと、同様に、同一相対密度であっても、深さが深くなるとN値は大きく表われてくることを示している。

ところで、大崎は東京におけるチュウ積層、段丘層、東京層の砂層について、N値と ϕ' に関する多くの実測と実験を行なった結果を整理し、最小二乗法によって次の関係式を求めている。

$$\phi' = \sqrt{20N} + 15 \quad (16)$$

石堂は(16)式の基礎になった $N - \phi'$ 図について、土層断面図との関係から再検討した結果、有効上載圧力 p は $p = 0 \sim 50 \text{ ton}/\text{m}^2$ の範囲にあると推定し、この

有効上載圧力の影響を受けて、 $N - \phi'$ に関する実測値は広範囲に分布していると考え、(15)式を利用してトリアル計算を行ない、次式を与えている。

$$\phi' = 0.3Dr + 15 \quad (17)$$

この(17)式は、砂の内部摩擦角 ϕ' と間ゲキ比 e との関係を表わす最上の $\sin \phi' = k_1 / 1 + e$, Caquot & Kerisel の $e \cdot \tan \phi' = k_2$ などの式と同形とみなせる。(15)式と(17)式を組み合わせれば、有効上載圧力 p をパラメーターとしたN値と ϕ' の関係図が、Fig. 9のよう

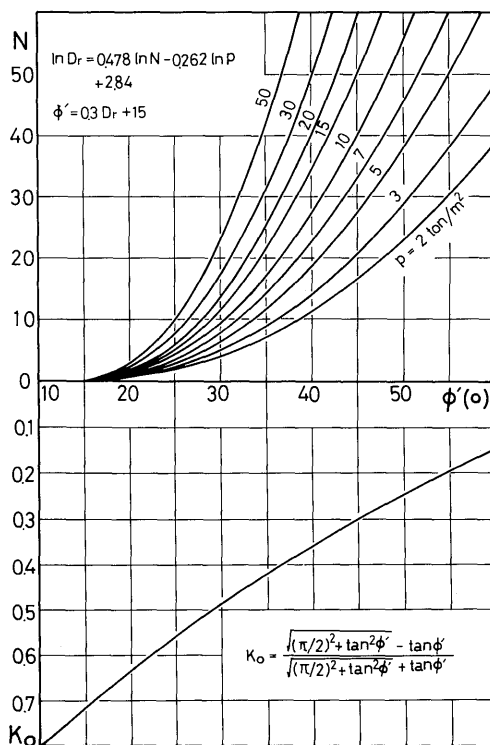


Fig. 9 Relationship between K_0 and N-value.

5-2 K_0 と N値の関係

砂の静止土圧係数 K_0 は、内部摩擦角 ϕ' の関数形として、すでに(9)式で与えている。したがって、(9), (15), (17)式を組み合わせれば、N値より K_0 値を算定することができる。Fig. 9はその関係図であり、この図を利用すれば、ある深さにおける K_0 値をN値から容易に推定することができ、その利用価値は大である。

なお、このFig. 9からも知られるように、同一N値であっても、有効上載圧力 p が大きい、したがって深さが深いほど、 K_0 値は大きくなる。

5-3 現場への適用例

以上の方法を、現場での連続地下壁に適用し、実測値との比較により、その適用性を検討する。

現場は、福岡市中央区天神町（西日本新聞会館新築工事）で、土層断面、設計用土質定数、および建物平

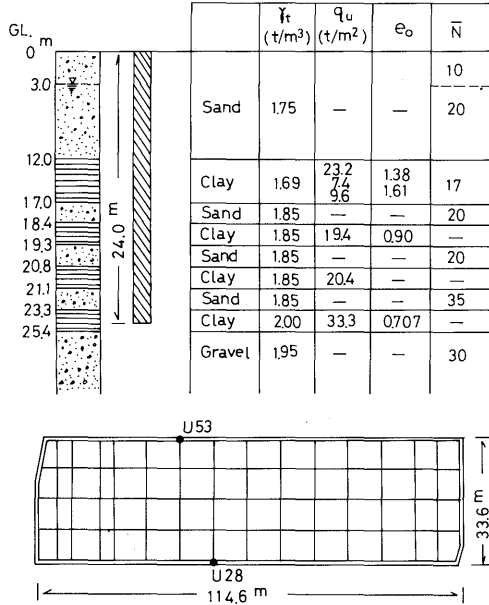


Fig. 10 Soil profile and plane of the building.

面図はFig.10に示すとうりて、コンクリート製連続地下壁の深さは24mである。土圧の測定箇所は2ヶ所（Fig.10）で、差動トランス型土圧計を用いて、それぞれコンクリート壁の内側と外側で測定されている。土圧測定時期は、コンクリート壁打設1日後と約1ヶ月経過後である。

現場の土層は、深さ 12mまで砂層で、それ以下は粘土層と砂層の互層になっているが、土圧の計算は砂層に対してのみ、各層のほぼ中央部で行なった。なお、厚さ12mの上部砂層に対しては、地下水水面位置の3mおよび6m、9mの位置で土圧計算を行なった。

土圧計算の順序は次のとうりである。

- (1)各深さにおける有効上載圧力 p を計算する。

$$p = \begin{cases} \gamma_t \cdot z & \text{： 地下水面上} \\ (\gamma_t - \gamma_w) \cdot z & \text{： 地下水面下} \end{cases}$$

- (2) p と N 値から、(15)、(17)式、あるいはFig. 9を利用して内部摩擦角 ϕ' を求める。

- (3) ϕ' から、(9)式、あるいはFig. 9を利用して K_0 を求める。

- (4) 静止土圧強度 $p_{o,z}$ を計算する。

$$p_{o,z} = \begin{cases} K_0 \cdot p & \text{： 地下水面上} \\ K_0 \cdot p + (z - z_0) \cdot \gamma_w & \text{： 地下水面下} \end{cases}$$

ここに、 γ_t = 湿潤単位体積重量、 γ_w = 水の単位体積重量、 z_0 = 地下水面の深さである。

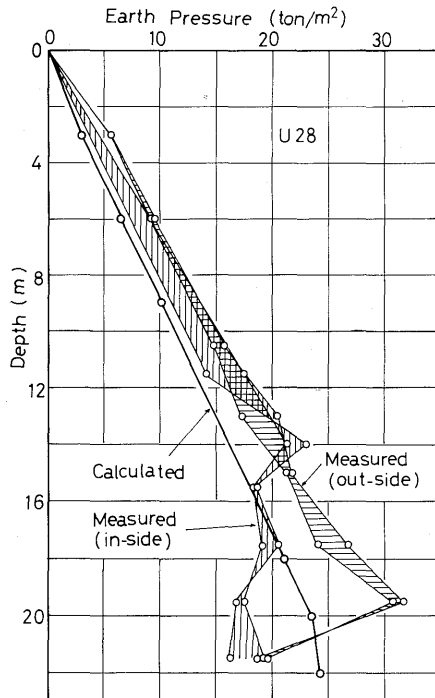
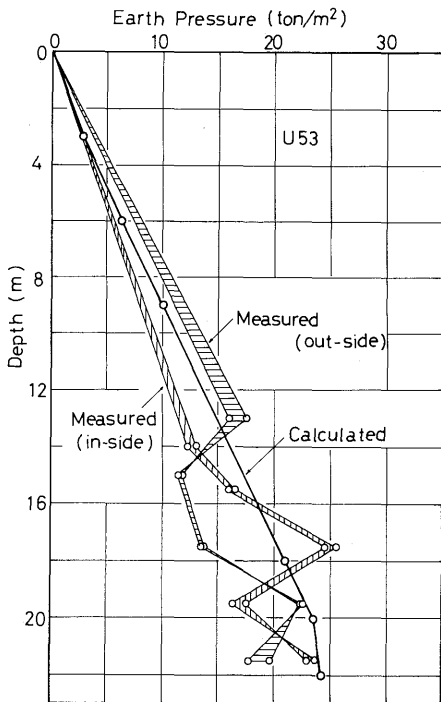


Fig. 11 Comparison of the calculated value with the measured values.

Fig. 11は土圧の実測値と計算値の比較である(実測値の斜線で示した範囲は、コンクリート壁打設1日後と約1ヶ月経過後の値を示している)。地下壁の内側と外側で、土圧の実測値に差があるのは、壁が変位して片側が主働状態、他方が受働状態となったのか、あるいは測定器その他に原因があったのかは明らかでない。しかし、いずれにしろ、計算値は実測値のほぼ平均的な値を示しているとみなすことができ、N値を用いた本計算法は、現場にも十分に適用できる方法であることがわかる。

6. ま と め

静止土圧係数 K_0 は、土の物理的諸性質に影響されるが、粘着力のない砂の場合、もっとも大きな影響因子は粒子間のすべり摩擦と考えられる。静止土圧状態は側方変位が拘束された破壊前の非塑性状態であり、この状態で発揮される摩擦角は、微小変位のもとでも発揮される粒子間摩擦角 ϕ_μ である。したがって、砂の静止土圧係数 K_0 は、本質的には、 ϕ_μ 、あるいはこれと定量的に関係づけられている critical void ratio stateにおける摩擦角 ϕ_{cv} に関係するものであり、この $K_0=g(\phi_\mu)$ あるいは $K_0=g'(\phi_{cv})$ はその砂の平均的な K_0 値を与えるものと考えられる。しかし、実験的事実として、砂の K_0 値は、 $K_0=g(\phi_\mu)$ あるいは $K_0=g'(\phi_{cv})$ で規定されるように、ある一つの砂に対して一定値とはならない。このことは、 ϕ_μ 以外の因子も K_0 値に影響することを示しているものと考えられ、それら影響因子を包含した量として、有効応力表示による内部摩擦角 ϕ' をとりあげ、 $K_0=f(\phi')$ で規定すれば、実験結果とよく合うようになるのであらうと考えられる。したがって、実用的には、 $K_0=f(\phi')$ 表示を用いるべきであるが、これは一種の実験式とみなすべきであり、非塑性状態の K_0 と塑性平衡状態の ϕ' とを直接関係づけることの物理的意味は不明確である。

本文で得られた主要な結論は次のとおりである。

- (1) ある一つの砂の平均的な静止土圧係数 K_0 値を表わす $K_0=g'(\phi_{cv})$ あるいは $K_0=g(\phi_\mu)$ 形式の算定式として(6)式および(7)式を新たに与えた。
- (2) 実用的な砂の静止土圧係数 K_0 の算定式として、(9)式を新たに与え、室内実験および模型実験結果との比較により、その妥当性を明らかにした。
- (3) 砂の静止土圧係数 K_0 は、粒径が大きくなるにつれて大きくなることを明らかにした。
- (4) N値を用いた実用的な静止土圧の設計計算法およびその関係図(Fig. 9)を新たに提示し、現場の地下

壁に対する土圧実測値との比較により、本計算法が現場に十分適用できることを明らかにした。

謝 辞

粒状体の力学に関する研究にあたり、日頃暖い御指導をいただいている九州大学山内豊聡教授および学部伊勢田哲也教授に感謝の意を表します。また、土圧模型実験結果の資料を提供していただいた建設省土木研究所施工研究室、および現場地下壁の土圧実測値の資料を提供していただいた株式会社竹中工務店技術研究所に対して、感謝致します。

参考文献

- (1) Janbu, N.(1972): Proc. European Conf. SMFE, Vol. 1, p. 47-54.
- (2) 山口柏樹(1969): 技報堂, p. 260-305.
- (3) 中瀬明男(1968): 技報堂, p. 479-622.
- (4) 松尾稔, 剣持毅, 清水武久, 八木英樹(1975): 第10回土質工学研究発表会講演集, p. 557-560.
- (5) 松尾稔, 富永真生(1975): 鹿島出版会, p. 19-128.
- (6) 落合英俊(1975): 土質工学会論文報告集, 第15巻, 第4号, p. 93-100.
- (7) Oda, M. & Konishi, J. (1974): Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, p. 39-53.
- (8) Oda, M. & Konishi, J. (1974): Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, p. 25-38.
- (9) Cole, E.R.L. (1967): Ph. D. thesis, Cambridge University.
- (10) 山口柏樹(1972): 第27回土木学会年次学術講演会講演集, 第III部, p. 109-110.
- (11) 山内豊聡, 安原一哉(1974): 土質工学会論文報告集, 第14巻, 第2号, p. 113-118.
- (12) Caquot, A. (1934): Gauthier Villars. (最上武雄(1696): 技報堂, p. 893-1036による)
- (13) たとえば, Horne, M.R. (1969): Proc. Royal Soc. London, Ser. A, Vol. 310, p. 21-34.
- (14) 松岡元(1971): 京大防災研究所年報, 第14号B, p. 551-563.
- (15) 建設省土木研究所施工研究室(1969): 土木研究所資料, 第536号.
- (16) 建設省土木研究所施工研究室(1970): 土木研究所資料, 第578号.
- (17) Kirkpatrick, W.M. (1965): Proc. 6th International Conf. SMFE, Vol. 1, p. 273-277.

- (18) Rowe, P.W. (1962): Proc. Royal Soc. London, Ser. A, Vol. 269, p. 500-527.
- (19) Jaky, J. (1948): Proc. 2nd International Conf. SMFE, Vol. 1, p. 103-107.
- (20) Brooker, E.W. & Ireland, H.O. (1965): Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, p. 1-15.
- (21) 藤田圭一(1968): 土質工学会, p. 29-75
- (22) 石堂稔(1974): 博士論文, 九州大学
- (23) Gibbs, H.J. & Holtz, W.G. (1957): Proc. 4th International Conf. SMFE, Vol. 1, p. 35-39.
- (24) Schultz, E. & Menzenbach, E. (1957): Proc 5th International Conf. SMFE, Vol. 1, p. 527-532.
- (25) 大崎順彦(1959): 東京地盤図, 技報堂.
- (26) Mogami, T. (1965): Soils and Foundations, Vol. 5, No. 2, p. 26-36.
- (27) Caquot, A. & Kerisel, J. (1965): Proc. 6th International Conf. SMFE, Vol. 1, p. 189. (最上武雄(1969): 技報堂, p. 893-1036による)