砂の静止土圧係数の算定式と N 値を用いた静止土圧の計算法

(Expression of the Coefficient of Earth Pressure at Rest
of Sand and a Calculation Method using N -value)

落 合 英 俊* (Hidetoshi Ochiai)

キーワード：間ゲキ比／貫入試験／砂／静止土圧
／直接セン断試験／内部摩擦角
IGC： E5/D6

1. ま え が き

静止土圧は、水平方向の変位がゼロに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との中間の状態にある。静止土圧係数 K_0 は、その状態における土中の一点における水平方向と鉛直方向の応力の比で定義されるが、その係数 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¹⁾、飽和粘性土の圧密に伴う強度増加の算定²⁾ 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^{3),4)}。

著者^{5),6)}は、さきに、砂の直接セン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 K_0 を、限界間ゲキ比状態 (critical void ratio state) における摩擦角 ϕ_{cv} 、あるいは粒子間摩擦角 ϕ_μ の関数として、

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

を与え、この式が、 $K_0 = f(\phi_\mu)$ あるいは $K_0 = f'(\phi_{cv})$ 形式の従来の提案式を包括し、また、あるひとつの砂の平均的な K_0 値を与えることを示した。さらに、実用的な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、

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

を与え、 $K_0 = g(\phi')$ 形式の従来の提案式、および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。

本文では、静止土圧状態における応力の最大傾角面

(モービライズド面) 上の応力に、Coulomb の摩擦法則を適用し、それに強度のか働率という考え方を導入すれば、(2)式と同形の式が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基づき、その妥当性の再検討を行なうとともに、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について検討した。さらに、実際の現場においては、乱さない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

砂の直接セン断試験における主応力の表示式に基づく砂の静止土圧係数の算定式、(1)、(2)式は、次のようにして得られる^{5),6)}。

セン断面 (ゾーン) 指定型の直接セン断試験においては、セン断に伴い主応力軸が回転するが、その回転方向は、小田・小西⁷⁾により、次式で与えられている。

$$\tau/\sigma_N = \kappa \cdot \tan \psi \quad (3)$$

ここに、 σ_N 、 τ = 水平面上の垂直およびセン断応力、 ψ = 最大主応力軸と鉛直軸のなす角、 κ = 材料定数である。(3)式の定数 κ は、限界間ゲキ比状態における摩擦角 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⁸⁾によって明らかにされている。

$$\kappa = \sin \phi_{cv} = 2 \sin \phi_\mu / (1 + \sin \phi_\mu) \quad (4)$$

また、(3)式を利用することにより、直接セン断試験の任意の応力段階における最大および最小主応力は、実測される水平面上の応力 σ_N 、 τ の値によって、次式で表わされることも、著者⁸⁾によって、あわせて明らかにされている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= (\tau^2 + \kappa \sigma_N^2) / \kappa \sigma_N \\ \sigma_3 &= (1 - \kappa) \sigma_N \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

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、ある面上、

* 長崎大学工学部土木工学科 助教授 (長崎市文教町 1-14)

・この論文に対するディスカッションは昭和53年7月1日までにご投稿下さい。

あるいは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に垂直応力 σ_N のみを作用したセン断前の状態 ($\phi=0$) は、水平方向の変位がゼロに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、(5)式により次式で表わされる。

$$\sigma_1 = \sigma_N, \quad \sigma_3 = (1-\kappa)\sigma_N \quad (6)$$

それゆえ、静止土圧係数 K_0 は、次式で表わされる。

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 1 - \kappa \quad (7)$$

(4) 式を (7) 式に代入すれば、 $K_0 = f(\phi_\mu)$ あるいは $K_0 = f'(\phi_{cv})$ 形式の (1) 式が得られる。

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

この (1) 式は、 $K_0 = f(\phi_\mu)$ あるいは $K_0 = f'(\phi_{cv})$ 形式の山口⁹⁾、山内・安原¹⁰⁾らの式を包括し、また、あるひとつの砂の平均的な K_0 値を与えるものであるが^{5), 6)}、 ϕ_{cv} あるいは ϕ_μ が材料定数であるため、 K_0 が初期間ゲキ比 e_0 、あるいは内部摩擦角 ϕ' に依存して変化するという実験的事実を説明することはできない。したがって、理論的な厳密性および物理的意味は不明確であるが、静止土圧係数 K_0 は $K_0 = g(\phi')$ の形式で表示するのが実用的であると考えられる。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、ダイレイタンス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ておらず、したがって、現状では、理論的に $K_0 = f(\phi_\mu)$ を $K_0 = g(\phi')$ に変換することはできない。そこで、山口⁹⁾、山内・安原¹⁰⁾と同様に、あえて、Caquot¹¹⁾の次式を用いることにする。

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

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、限界間ゲキ比状態における摩擦角 ϕ_{cv} と解釈すべきである¹²⁾。

(8) 式を (1) 式に代入すれば、 $K_0 = g(\phi')$ 形式の (2) 式が得られる。

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

この (2) 式は、実験式とみなすべきであるが、これまでに報告されている粒状材料に関する室内実験結果との比較は図-1に示すとおりである。この図-1から知られるように、(2)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。

この (2) 式と同形の式は、次のように考えることによって導くことができる。

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 (モービ

図-1 提案式と実測値の比較

図-2 静止土圧状態におけるモールの応力円

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)。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{1}{2}(1+K_0)\sigma_1 - \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \sin \phi'_m \\ \tau_m &= \frac{1}{2}(1-K_0)\sigma_1 \cos \phi'_m \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

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¹³⁾、このモービライズド面上において、次式で表わされる Coulomb の摩擦法則が成立すると考えることができる。

$$\tau_m = \sigma_m \cdot \tan \phi'_m \quad (10)$$

(9) 式を (10) 式に代入すれば、次式が得られる。

$$\begin{aligned} (1-K_0) \cos \phi'_m &= \{(1+K_0) \\ &\quad - (1-K_0) \sin \phi'_m\} \tan \phi'_m \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、強度のか働率なる考え方を導入し、静止土圧状態においては、内部摩擦角 ϕ' の $(1/F)$ 倍の摩擦角が発揮されているものと考えれば、その摩擦角 ϕ_m' は、次式で表わされる。

$$\tan \phi_m' = (1/F) \tan \phi' \quad (12)$$

(12) 式を (11) 式に代入して整理すると、次式が得られる。

$$K_0 = \frac{\sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{F^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad (13)$$

(13) 式において、強度のか働率 $1/F = 2/\pi$ とおけば、さきに求めた (2) 式と同一になるが、この考え方では、 F の値を具体的にどのようにして定めればよいかが問題である。

図-3 は、(2) 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' に対して求めた結果であり、 $0^\circ \leq \phi' \leq 90^\circ$ に対して、 $K_A \leq K_0 \leq K_P$ の関係にある。

なお、静止土圧係数の算定式としては Jaky の式が著名である。Jaky¹⁴⁾ はコウ配が ϕ' である三角形砂層内に $(\pi/4 + \phi'/2)$ の三角形コア部を考え、その応力状態を外側の土が塑性化しているとして、コア中心線上の静止土圧係数 K_0 として次式を求めている。

$$K_0 = \frac{1 + (2/3) \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} (1 - \sin \phi') \quad (14)$$

さらに、実験結果により (14) 式を次式に修正している。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (15)$$

図-3 静止、主動および受働土圧係数と内部摩擦角の関係

Jaky の式として著名なのは (15) 式であるが、この式は理論的に導かれた原式 ((14) 式) に比べて (1.0~1.2) 倍の値を与え、また原式からの変換には理論的根拠が乏しい。なお、さきに求めた (2) 式は、この (15) 式とほとんど同じ K_0 値を与える⁵⁾。

3. 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なわれた模型実験結果^{15), 16)} により検討する。

実験装置は、高さ 120 cm、幅 100 cm、奥行き 200 cm の土そうと、高さ 115 cm、幅 99 cm の移動壁より構成されており、土そうは山型鋼で補強され、また、土そう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おりである。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 $\phi' = 37.3^\circ$ である。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で、壁の移動量がゼロの場合の結果のみを引用した。

図-4 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ている) であるが、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

図-4 静止土圧強度の計算値と測定値の比較

(2) 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 $z(\text{cm})$ における静止土圧強度 $p_{0,z}$ は、

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

となる。図-4 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、(2)式の有用性が認められる。なお、砂質土に対して、 $K_0 = 0.5$ とされることが多いが(たとえば、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静止土圧を与えることが図-4 から知られる。

図-5 は、全静止土圧とその作用点の関係である。(2)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、全静止土圧は、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、過大な全静止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る、その算定式として、本文による(2)式は有用である。

図-5 静止土圧とその作用点

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、(2)式が有用であることは、以上述べたとおりである。

ひとつの砂については、内部摩擦角 ϕ' は密度の増加とともに大きくなり、したがって、静止土圧係数 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らることが、実用上、大切となる。この点を明らかにするためには、実用的には、 $K_0 = g(\phi')$ で表示されるので、砂の内部摩擦角 ϕ' と粒度組成との関係を知ればよいことになる。

4.1 K_0 と粒径の関係

図-6¹⁷⁾は、Leighton Buzzard Sand、図-7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、フルイ分けにより人工的に粒径の調整を行なったものである。図-6 および図-7 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、砂の内部摩擦角 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

図-6 砂の内部摩擦角と粒径の関係

図-7 砂の内部摩擦角と初期間ゲキ比の関係

数 K_0 と粒径の関係については、これらの実験結果と (2) 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 $\rightarrow \phi'$ 小 $\rightarrow K_0$ 大

なお、上の結果は、 $K_0 = f(\phi_\mu)$ に関する (1) 式からも結論づけられる。すなわち、(1) 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、Rowe¹²⁾ 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 (1) 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。

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、Kirkpatrick¹⁷⁾ 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。九大砂に関する図-7 の A, B 線を比べても、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内部摩擦角 ϕ' と粒度分布との間には明らかな傾向を見いだすことはできず、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計算法

砂の静止土圧係数 K_0 は、(2) 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、乱さない砂試料のサンプリングの困難さとも関連して、砂層の内部摩擦角 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、砂層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、砂層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¹⁸⁾、また、深さによって異なった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、大崎、Terzaghi-Peck, Peck-Hanson-Thornburn, Meyerhoff, Danham らの提案があり¹⁹⁾、その関係を定量的に表示した式としては、次のようなものがあるが、いずれも、 $\phi' = f(N)$

の形式で表わされている。

$$\text{Danham}^{19)}; \phi' = \sqrt{12N} + \phi_0 \quad (16)$$

ただし、

$$\phi_0 = \begin{cases} 15; \text{粒度が一樣で丸い粒子} \\ 20; \text{粒度分布がよく丸い粒子} \\ \quad \text{粒度が一樣で角ばった粒子} \\ 25; \text{粒度分布のよい角ばった粒子} \end{cases}$$

$$\text{大崎}^{20)}; \phi' = \sqrt{20N} + 15 \quad (17)$$

$$\text{道路橋下部構造設計指針}^{21)}; \phi' = \sqrt{15N} + 15 \quad (18)$$

これらの $\phi' = f(N)$ の形式では、 N 値が決まれば、一義的に砂層の内部摩擦角 ϕ' の値が決まるが、この形式の考え方には、次のような問題点があると考えられる。すなわち、本来、 N 値から推定できるのは砂層の強度であって、強度定数の ϕ' ではない²²⁾ という点であり、したがって、砂の強度から強度定数の値を推定するためには、Coulomb の式からも知られるように、考えている面上の有効垂直応力の値を指定する必要がある。このことが、「 N 値は深さによって異なった値を与える」ということに関連しており、同一密度であっても、深さが深くなるほど、 N 値が大きく表われてくることに関係していると考えられる。したがって、 N 値から砂層の内部摩擦角 ϕ' の値を推定するためには、深さ、したがって、有効上載圧力 p を考慮して、 $\phi' = f(N, p)$ の形式で表示すべきであり、この形式のほうが、 N 値の特性をより適格には握した考え方であり、また、合理的であると考えられる。

ところで、 N 値と砂層の相対密度 D_r 、有効上載圧力 p の関係については、Gibbs & Holtz²³⁾ をはじめ、いくつかの提案がなされているが、現場の実験結果との相関に基づき、Schultz & Menzenbach²⁴⁾ によって与えられた次式が、諸提案の平均的な関係を示すものといわれている²⁵⁾。

$$\ln D_r = 0.478 \ln N - 0.262 \ln p + 2.84 \quad (19)$$

ここに、 D_r = 相対密度(%), p = 有効上載圧力(kg/cm²)である。この (19) 式は、同一密度であっても、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 D_r が小さいこと、同様に、同一相対密度であっても、深さが深くなるほど、 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²⁰⁾ 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 値と砂層の内部摩擦角 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、(17) 式を求めている。石堂²⁵⁾ は、(17) 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 $p=0 \sim 50 \text{ ton/m}^2$ 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、(19)式を利用してトライアル計算を行ない、 ϕ' と D_r の関係として、次式を与えている。

$$\phi' = 0.3 D_r + 15 \quad (20)$$

この (20) 式は、砂の内部摩擦角 ϕ' と間デキ比 e との関係を表わす最上²⁶⁾の $\sin \phi' = k_1 / 1 + e$ 、Caquot & Kerisel²⁷⁾ の $e \cdot \tan \phi' = k_2$ などの式と同形とみなすことができる。(19)式と(20)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、図-8 のように得られる。なお、この 図-8 には、 $\phi' = f(N)$ に関する (16), (17), (18) 式も示しているが、これらの式は、本文で提案している (19), (20) 式を組み合わせた $N-\phi'$ 関係において、有効上載圧力 $p=5 \sim 30 \text{ ton/m}^2$ の範囲内にはほぼ含まれることが知られる。

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' の関数形として表示するのが実用的であり、(2) 式あるいは Jaky の (15) 式により算定できる。これら両式はほとんど同じ K_0 値を与えるので、そのいずれの式を用いてもかまわないが、Jaky の (15) 式にはその導き方に不明な点があるので、ここでは、その導き方が明確な著者による (2) 式を用いることにする。その (2) 式とさきの (19), (20) 式を組み合わせれば、 N 値と単位体積重量の値のみで、 K_0 値を算定することができる。図-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 図-9 から知られるように、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

図-8 砂層の N 値と内部摩擦角の関係

図-9 砂層の N 値、内部摩擦角および静止土圧係数の関係図

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、および建物平面図は、図-10 に示すとおりで、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 か所（図-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 か月経過後である。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 12 m の上部砂層に対しては、地下水面位置の 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、次のとおりである。

(1) ある深さ z における有効上載圧力 p を計算する。

ただし、

$$p = \begin{cases} r_t \cdot z & \text{： 地下水面より上の部分 } (z < z_0) \\ r_t \cdot z_0 + (r_t - r_w)(z - z_0) & \text{： 地下水面より下の部分 } (z \geq z_0) \end{cases}$$

(2) p と N 値から、(19), (20) 式、あるいは図-9 を利用して、砂層の内部摩擦角 ϕ' を求める。

(3) ϕ' から, (2) 式, あるいは図-9 を利用して, 静止土圧係数 K_0 を求める。

図-10 土層構成, 土質定数, 建物平面図および土圧計設置位置

(4) 静止土圧強度 $p_{0,z}$ を計算する。

ただし,

$$p_{0,z} = \begin{cases} K_0 \cdot p & : \text{地下水面より上の部分 } (z < z_0) \\ K_0 \cdot p + (z - z_0) \cdot \gamma_w & : \text{地下水面より下の部分 } (z \geq z_0) \end{cases}$$

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。

以上の計算順序からも知られるように, 本計算法によれば, 砂層の N 値と単位体積重量 γ_t の値のみで, 静止土圧の値を計算することができる。

図-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 か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, 他方が受働状態になったためか, 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。いずれにしろ, 計算値は実測値のはば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

静止土圧は, 破壊前の非塑性状態における土圧であ

図-11 土圧測定値と N 値を用いた計算値の比較

り、塑性平衡状態を仮定した Coulomb や Rankine の土圧に比べて、その定量的な取り扱い方が難かしく、また、その測定例も少ないようである。しかし、1.でも述べたように、土質工学の分野では、この静止土圧に関連した問題は多く、さらに詳細な理論的、実験的研究が必要であると考えられる。

本文では、砂の直接せん断試験における主応力の表示式と Caquot の式を修正した式を利用することにより、さきに求めた砂の静止土圧係数の算定式^{5),6)}について、別の立場より再検討するとともに、模型実験結果との比較、砂の粒度組成との関係について検討した。さらに、実用的な静止土圧の計算法として、 N 値を用いた方法を新たに提案し、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。

本文で得られた主要な結論は次のとおりである。

(1) さきに提案した砂の静止土圧係数の算定式((2)式)と同形の式は、静止土圧状態における応力の最大傾角面上の応力に、Coulombの摩擦法則を適用し、さらに強度のか働率という考え方を導入することによっても得られる。しかし、この場合には、強度のか働率の値の決め方が問題である。

(2) 砂の静止土圧係数は、粒径が大きくなるにつれて大きくなる。

(3) N 値と砂層の内部摩擦角 ϕ' の関係については、深さ、したがって有効上載圧力 p を考慮する必要があり、その N - p - ϕ' 関係図(図-8)を新たに与えた。

(4) N 値を用いた実用的な静止土圧の計算法、およびその関係図(図-9)を新たに与えた。

7. 謝 辞

粒状体の力学に関する研究にあたり、日ごろ暖かいご指導と激励をいただいている九州大学山内豊聡教授、および長崎大学伊勢田哲也教授に感謝の意を表します。また、強度のか働率の考え方について、貴重な示唆をいただいた西日本工業大学安原一哉助教授に感謝致します。また、現場地下壁の土圧測定値の資料を提供いただいた株式会社竹中工務店技術研究所、および土圧模型実験結果の資料を提供いただいた建設省土木研究所施工研究室に対して感謝致します。

記 号 説 明

C_u = 均等係数
 D_r = 相対密度
 e = 間ゲキ比
 e_0 = 初期間ゲキ比
 F = 強度のか働率の逆数
 H = 擁壁の高さ
 k_1, k_2 = 定数
 K_0, K_A, K_P = 静止、主動および受働土圧係数
 $N = N$ 値

p = 有効上載圧力
 $p_{0,z}$ = 深さ z における静止土圧強度
 P_0 = 静止土圧
 q_u = 一軸圧縮強度
 y_0 = 壁体底面から静止土圧の作用点までの距離
 z = 地表面からの深さ
 z_0 = 地下水面の深さ
 γ_d = 乾燥単位体積重量(乾燥密度)
 γ_t = 湿潤単位体積重量(湿潤密度)
 γ_w = 水の単位体積重量
 κ = 材料定数
 σ_1, σ_3 = 最大および最小主応力
 σ_N, τ = 直接せん断試験における水平面上の垂直およびせん断応力
 σ_m, τ_m = 静止土圧状態において、応力の最大傾角面上において発揮されている垂直およびせん断応力
 ϕ' = 有効応力表示による内部摩擦角
 ϕ_{cs} = 限界間ゲキ比状態において発揮される摩擦角
 ϕ_m' = 静止土圧状態において発揮されている摩擦角
 ϕ_u = 粒子間摩擦角
 ψ = 最大主応力軸と鉛直軸のなす角

参 考 文 献

- 1) 山口柏樹(1969):「土質力学」, 技報堂, pp.260~305.
- 2) 中瀬明男(1968):「土のせん断(土質力学, 最上武雄編)」, 技報堂, pp.479~622.
- 3) 松尾 稔・剣持 毅・清水武久・八木英樹(1975): 現場実験による剛体壁土圧に関する研究, 「第10回土質工学研究発表会講演集」, pp.557~560.
- 4) 松尾 稔・富永真生(1975):「土圧」, 鹿島出版会.
- 5) 落合英俊(1976): 砂の静止土圧係数, 「土質工学会論文報告集」, 第16巻, 第2号, pp.105~111.
- 6) 落合英俊(1976): 砂の静止土圧係数に関する一考察, 「第11回土質工学研究発表会講演集」, pp.713~716.
- 7) Oda, M. and J. Konishi (1974): "Rotation of principal stresses in granular material during simple shear," Soils and Foundations, Vol.14, No.4, pp.39~53.
- 8) 落合英俊(1975): 直接せん断試験における砂の挙動, 「土質工学会論文報告集」, 第15巻, 第4号, pp.93~100.
- 9) 山口柏樹(1972): 静止土圧に関する二, 三の考察, 「第27回土木学会年次学術講演会講演集」, 第三部, pp.109~110.
- 10) 山内豊聡・安原一哉(1974): 粘性土の静止土圧に関する一考察, 「土質工学会論文報告集」, 第14巻, 第2号, pp.113~118.
- 11) Caquot, A. (1934): Equilibre des Massifs a Frottement Interne, Gauthier Villars. (最上武雄(1968):「土質力学」, 技報堂, pp.893~1036 による).
- 12) たとえば, Rowe, P. W. (1962): "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact," Proc. Royal Soc. London, Ser. A, Vol.269, pp.500~527.
- 13) 村山朗郎・松岡 元(1971): 砂と粘土のせん断特性の類似性とそのメカニズムについて, 「京都大学防災研究所年報」, 第14号B, pp.551~563.
- 14) Jáky, J. (1944): "The coefficient of earth pressure at rest," Magyar Mérnök-és Építész-Egyet Közle-önnye, Budapest, No.22, in Hungarian. (Kézdi, A. (1972): "Stability of rigid structure," Proc., 5th European Conf. SMFE, Vol.2, pp.105~130 による).
- 15), 16) 建設省土木研究所施工研究室(1969, 1970): 壁の移動と土圧に関する一実験, 第2報, 第3報, 「土木研究所

- 資料」, 第536号, 第578号.
- 17) Kirkpatrick, W.M. (1965): "Effects of grain size and grading on the shearing behaviour of granular materials," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.273~277.
 - 18) 藤田圭一 (1968): 「土質調査試験結果の解釈と適用例, 第2章標準貫入試験」, 土質工学会, pp.29~75.
 - 19) Danham, J.W. (1954): "Pile foundations for buildings," Proc. ASCE, Vol.80, SM.1, pp.1~21.
 - 20) 大崎順彦 (1959): 「東京地盤図」, 技報堂.
 - 21) 日本道路協会 (1968): 「道路橋下部構造設計指針(直接基礎の設計篇)」, 日本道路協会.
 - 22) 八木則男 (1975): c と ϕ を考える, 砂, 「土と基礎」, Vol.23, No.2, pp.84~90.
 - 23) Gibbs, H.J. and W.G. Holtz (1957): Research on determining the density of sand by spoon penetration test," Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.35-39.
 - 24) Schultz, E. and E. Menzenbach (1961): "Standard penetration test and compressibility of soil," Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.527~532.
 - 25) 石堂 稔 (1974): 「砂中の杭の鉛直支持力に関する基礎的研究」, 九州大学学位請求論文.
 - 26) Mogami, T. (1965): "A statistical approach to the mechanics of granular materials," Soils and Foundations, Vol.5, No.2, pp.26-36.
 - 27) Caquot, A. and J. Kerisel (1965): "Classification des propriétés des argiles saturées en fonction de l'indice des vides," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.189. (最上武雄 (1968): 「土質力学」, 技報堂, pp.893~1036 による).

(原稿受付, 1976. 10. 4)