研究ノート

分割法による地盤の支持力計算法

(Bearing Capacities of Shallow Foundation)
Calculated by the Method of Slice

今 泉 繁 良* (Shigeyoshi IMAIZUMI)
山 口 柏 樹** (Hakuju YAMAGUCHI)

キーワード：浅い基礎／安定解析／異方性／基礎／
砂質土／支持力／地盤 (IGC: E3)

1. はじめに

浅い基礎の支持力を評価する場合、地盤が等方均一であると仮定しうるような場合には、Terzaghi¹⁾に代表される支持力係数 N_c , N_q , N_γ を用いて評価することができる。しかしながら、上記仮定を満足しえないような場合、例えば、不均一地盤や地盤強度の異方性が著しいような場合には、この方法を適用することはできない。

異方性粘土地盤の支持力評価を論じたものとして、Lo²⁾, Reddy ら³⁾の研究がある。また、摩擦角 ϕ' を有する地盤を対象としたものとしては、小田ら^{4), 5)}, 木村ら^{6), 7)}, Meyerhof⁸⁾の研究が見られる。小田、木村らは、Kötter の式を解いて支持力を求めているが、この方法はかなり複雑であって図表化はなされていない。一方、Meyerhof は、粒子配列の方向性に伴う内部摩擦角の異方性に対して平均的な内部摩擦角 $\bar{\phi}'$ を考え、これを等方均一地盤の解に適用する方法を提案しているが、 $\bar{\phi}'$ の計算根拠について十分な説明がなされておらず、やや直観的な方法と思われる。

他方、斜面安定計算に用いられる分割計算法が、不均一粘性土地盤の支持力評価法としてその実用性が認められているが、この方法を砂質地盤に適用すると、その結果は厳密解に比較して、Bishop 分割法では過大な、簡便分割法では過小な値となることが Turnbull ら⁹⁾によって指摘されている。

本報告は、まず、すべり線を円弧と仮定した従来の分割計算法が、砂質地盤の場合に厳密解と異なる評価を与える原因について考察を加える。その問題点を克服する

ために円弧と直線とから成る複合すべり線に対する分割計算法を提案する。次に、等方均一地盤を想定した場合の支持力係数 N_c , N_q , N_γ を分割計算法によって計算し、塑性論等により求められた従来の値と比較することによって分割計算法の精度について述べる。更に、自重 γ , 押え荷重 p_0 の重ね合わせ計算法の含む誤差の程度について論ずる。最後に、異方性砂地盤上での支持力計算法を示し、Meyerhof 法、小田、木村らの実験値と比較することによって、提案する分割計算法が、異方性砂地盤の支持力計算法として有効であることを示している。

2. 複合すべり線に基づく分割計算法

図-1 は、分割法によって支持力計算を行う場合のキースケッチである。すべり線上で発揮されるせん断抵抗 S は、力のつり合い式の静定化仮定の違いにより、Bishop 法および簡便法で、(1) および (2) 式のように表される^{9), 10)}。

$$\text{Bishop 法} : S_B = \frac{c' + \sigma_v' \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi'} \quad (1)$$

$$\text{簡便法} : S_c = c' + \sigma_v' \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

ここに、 c' : 有効応力に関する粘着力

図-1 分割片内に作用する力とそのつり合い

* 熊本大学工学部土木工学科 助教授 (熊本市黒髪2丁目 39-1)

** 名古屋大学工学部土木工学科 教授 (名古屋市千種区不老町)
(1985. 12. 2 原稿受付・討議期限 1987. 1. 1, 要請があれば1か月の
期限延長可能)

図-2 すべり線傾斜角 α とせん断抵抗 S/σ_v' の関係

α : すべり線の水平方向に対する傾角
(反時計回りを正)

ϕ' : 有効応力に関するせん断抵抗角

σ_v' : 帯片底辺における鉛直有効圧力

$\sigma_v' = r_t \cdot h + p_0/b$ (水中では $r_t \rightarrow r'$)

支持力問題では、地表面は水平である場合が多いので、すべり線を円弧と仮定すると、傾角 α の最大範囲は $+90^\circ \sim -90^\circ$ まで変化するとみてよい。したがって、それに対応するせん断抵抗 S は、式(1)、(2)を用いると、例えば $c'=0$, $\phi'=35^\circ$ と仮定すれば、図-2に示すような値となる。すなわち、簡便法では $\alpha=0^\circ$ の両側で対称形を示すのに対し、Bishop法では式(1)を変形した次の式(3)からも明らかのように、 S_B は $\alpha = -90^\circ + \phi'$ において不連続な値となり、その両側で $+\infty$, $-\infty$ の値をとる。

$$S_B = \frac{\cos \alpha \cdot \cos \phi' \cdot (c' + \sigma_v' \cdot \tan \phi')}{\cos(\alpha - \phi')} \quad (3)$$

先に述べたように、TurnbullらによるとBishop法は厳密解より過大な支持力を与えると指摘しているが、これは正しくない。というのは、分割計算において離散化された形で表されている α の値は、分割数のとり方、すなわち分割帯片の大きさによって変化する。したがってBishop法で計算した場合、 α が $\alpha_0 = -90^\circ + \phi'$ 付近で微妙に違うことによって、計算されるせん断抵抗が大きく異なり、厳密解よりも小さめに評価する場合も生ずるのである。その結果、図-3に示すように、分割数の変化に対し振動した解を与えることになる。いずれにしても、円弧すべりに関するBishopの支持力計算法は好ましいものとは言えない。

以上の問題点を克服するために、すべり線として、図-4

図-3 Bishop法と簡便法による $\phi'-N_r$ 関係

図-4 複合すべり線のキースケッチ

に示すような円弧と直線とから成る複合すべり線を考え、過渡域②に対してのみBishop法に基づく分割計算法を適用する方法を考えた。このようなすべり線を仮定すれば、せん断抵抗 S_B が不定となる傾角 α_0 をもつ分割片は、ランキン受働域③(直線の傾角 $= -45^\circ + \phi'/2$)の中に必ず存在するが、過渡域②内には現れない。

図-4のように仮定した過渡域②に対して、作用する力は次の5つである。

(i) $\overline{bb'}$ に作用するランキン受働圧 P_p :

$$P_p = \int_0^{z_0} \{ r_t z + p_0 \} \tan^2(45^\circ + \phi'/2) + 2c' \tan(45^\circ + \phi'/2) dz \quad (4)$$

(ii) $\overline{ca}$ に作用する基礎荷重(支持力) $Q/2$ または分布荷重 q_i :

Terzaghi¹⁾ は、土の自重に基づく支持力 Q_r , 押え荷重に基づく支持力 Q_p , 粘着力に基づく支持力 Q_c を

図-5 Terzaghi の仮定した接地圧分布性状¹⁾ (底面粗)

図-6 仮定した接地圧分布性状

図-5 のような分布性状をするものと仮定している。一方, Graham ら¹⁾は, $p_0=c'=0, \gamma_i \neq 0$ のときの基礎底面の圧力分布を Sokolovskii 法で計算し, 基礎底面が粗い場合に三角形分布をすることを結論している。これらを考慮して, 本研究においては図-6 に示すように, Q_p と Q_c は矩形分布, Q_γ は三角形分布すると仮定した。そして, ca 間にある第 i 番目の分割帯片の Q の分布荷重 q_i を, 分布形状の違いを示す係数 f_i と, 平均分布荷重 $\bar{q}=Q/B$ の積で表した。すなわち,

$$q_i = \bar{q} \cdot f_i \quad (5)$$

ここに, Q_p と Q_c に対して $f_i=1.0$

$$Q_\gamma \text{ に対して } f_i = \frac{2 \times (i - N_s + 1) - 1}{N_l - N_s + 1} \quad (6)$$

[N_s, N_l は基礎直下の分割片の始めと
終りの番号: 図-4 参照]

(iii) 各帯片のすべり線上の鉛直力 w_i :

$$w_i = \begin{cases} p_0 + \gamma_i \cdot z_i & (\widehat{b'c'}) \text{ 区間に対して} \\ q_i + \gamma_i \cdot z_i & (\widehat{c'a'}) \text{ 区間に対して} \end{cases} \quad (7)$$

(iv) 各帯片のすべり線上のせん断抵抗 S_{Bi} :

$$S_{Bi} = \begin{cases} \frac{c' + (p_0 + \gamma_i \cdot z_i) \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} & (\widehat{b'c'}) \text{ 区間に対して} \\ \frac{c' + (q_i + \gamma_i \cdot z_i) \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} & (\widehat{c'a'}) \text{ 区間に対して} \end{cases} \quad (8)$$

ただし, 水中では $\gamma_i \rightarrow \gamma'$ とする。

(v) $\widehat{aa'}$ に作用する水平力 P_h :

P_h は, 図-7 に示すように, 主動域 $\Delta aa'c$ において,

図-7 主動域での力のつり合い

基礎荷重 $Q/2$, $\Delta aa'c$ の土塊重量 W_a , $\widehat{ca'}$ に沿う粘着力 $C=(c' \cdot B/2 \cdot \cos(45^\circ + \phi'/2))$, $\widehat{ca'}$ の垂線と $\delta = \phi'$ の角度で作用する反力 R とつり合う水平力であって, 力のつり合い式 (9), (10) を用いれば, 式 (11) のように与えられる。

$$Q/2 + W_a = R \cdot \cos(45^\circ - \phi'/2) + C \cdot \cos(45^\circ - \phi'/2) \quad (9)$$

$$R \sin(45^\circ - \phi'/2) = P_h + C \cdot \sin(45^\circ - \phi'/2) \quad (10)$$

$$\therefore P_h = (Q/2 + W_a) \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

$$-2C \sin(45^\circ - \phi'/2) \quad (11)$$

以上のような力による円弧の中心 O に関する滑動モーメント M_D と抵抗モーメント M_R は,

$$M_D = \sum_{i=1}^{N_l} w_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R + P_h \cdot y_h \quad (12)$$

$$M_R = \sum_{i=1}^{N_l} S_{Bi} \cdot l_i \cdot R + P_p \cdot y_p \quad (13)$$

ここに,

b_i, l_i : 分割帯片 i の幅とすべり線長

y_p, y_h : 円弧の中心 O から P_p, P_h の作用線までの直距離

$M_D = M_R$ において, 式 (5), (7), (8), (11) を用いると, 平均分布荷重 $\bar{q}$ は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \bar{q} = & \left[\sum_{i=1}^{N_s-1} (p_0 + \gamma_i \cdot z_i) \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R \right. \\ & + \sum_{i=N_s}^{N_l} \gamma_i \cdot z_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R + \{ W_a \tan(45^\circ - \phi'/2) \\ & - c' \cdot B \cdot \sin(45^\circ - \phi'/2) / \cos(45^\circ + \phi'/2) \} y_h - P_p \cdot y_p \\ & - \sum_{i=1}^{N_s-1} \frac{c' + (p_0 + \gamma_i \cdot z_i) \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} l_i \cdot R \\ & - \sum_{i=N_s}^{N_l} \frac{c' + \gamma_i \cdot z_i \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} l_i \cdot R \Big] / \\ & \left[\sum_{i=N_s}^{N_l} \frac{f_i \cdot \tan \phi'}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi'} l_i \cdot R - \frac{1}{2} B \cdot x_q \right. \\ & \left. - \frac{1}{2} B \tan(45^\circ - \phi'/2) \cdot y_h \right] \quad (14) \end{aligned}$$

ここに, x_q は円弧の中心 O から力 $Q/2$ の作用線までの距離である。

表-1 分割計算法による N_c , N_q , N_r の値

$\phi'(^{\circ})$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	分割計算法	5.14	6.55	8.43	10.9	14.7	20.1	28.4	41.7	64.0	103
	Caquot 解との比	1.00	1.01	1.01	0.992	0.994	0.969	0.941	0.903	0.850	0.663
N_q	分割計算法	1.00	1.58	2.49	3.93	6.38	10.4	17.4	30.3	54.9	105
	Caquot 解との比	1.00	1.01	1.01	0.997	0.997	0.975	0.947	0.909	0.855	0.667
N_r	分割計算法	0.00	0.44	1.19	2.55	5.16	10.7	21.1	43.9	95.8	218
	Caquot 解との比	1.00	0.969	0.970	0.963	0.959	0.980	0.944	0.913	0.876	0.724

図-8 分割計算法による ϕ' - N_r 関係

3. 等方均質地盤の支持力係数の計算

表-1 は、基礎幅 B を 20 等分する分割幅で、一様地盤の支持力係数 N_c , N_q , N_r を計算した結果である。表-1 には、Caquot, Kerisel¹²⁾ の塑性解との比も示しており、分割法によって計算された値は、 ϕ' の増加とともに塑性解よりも低めの値を与える傾向が認められる。しかしながら、その違いは、 ϕ' が 30° までであれば 6% 以内、 $\phi' = 40^{\circ}$ でも 10~15% である。ここで、 N_r は N_c や N_q のように解析的に求めることができず、図式的または数値的に求めなければならないため、Caquot, Kerisel 以外にも Meyerhof¹³⁾, Hansen^{14), 15)}, Chen¹⁶⁾, Verghese¹⁷⁾ らによって種々の計算結果が提案されてきた。図-8 は各提案者による N_r - ϕ' の関係を示したものであるが、分割法によって計算された N_r は、Verghese が実験で求めたすべり線に基づいて計算した値および支持力実験値と良く一致したものになっている。

次に、支持力問題では、粘着力のある土で土被りがある場合には、一般に N_r と N_q , N_r と N_c などの重畳合わせによって支持力を評価することが多い。この場合、重畳合わせ解は支持力を 20% 程度低く見積るといふ指摘¹¹⁾もあるが十分な検討は行われていないようである。

図-9 Q_{rp} を計算する時の力の作用点の仮定

そこで、表-1 に示した支持力係数の重畳合わせ計算と、自重 γ と押え荷重 p_0 を同時に入力し計算した場合の Q_{rp} との差異について検討した。ここで Q_{rp} を計算するには、式 (14) から明らかのように力 $Q_{rp}/2$ および力 P_h の作用線に対する円弧の中心からの直距離 x_{qc} , y_{hc} を決める必要がある。もち論、 Q_r と Q_p を計算する際にも同様のことが問題となるが、その場合は図-6 の支持力分布の仮定によって x_q と y_h は容易に定まる。今回、 x_{qc} と y_{hc} の計算は図-6 に示した支持力分布の重畳合わせを用いることにし、次のような計算法によった。

まず、 $\gamma \neq 0$ かつ $p_0 = 0$ における Q_r と x_{qr} , $\gamma = 0$, $p_0 \neq 0$ における Q_p と x_{qp} とを各々計算する。そして、この計算値から次式により Q_{rp} の作用距離 x_{qc} を求める。

$$x_{qc} = \frac{Q_r \times x_{qr} + Q_p \times x_{qp}}{Q_r + Q_p} \quad (15)$$

次に、 y_{hc} の第一次近似として、 Q_{rp} が主働くさびの ca' を通る点に対応する $y_{h(1)}$ (図-9 参照) を仮定し、(14) 式に従って Q_{rp} の近似値を求める。

第 3 ステップとして、計算された Q_{rp} と x_{qc} , 主働くさびの自重 W_a と O 点に関するその作用距離 x_w とから、それらの合力 Q_{wc} の作用距離 x_{wc} が次式で求まる。

$$x_{wc} = \frac{Q_{rp} \times x_{qc} + W_a \times x_w}{Q_{rp} + W_a} \quad (16)$$

図-10 $Q_{rp}/(Q_r + Q_p)$ の変化

第4ステップとして、 x_{wc} を ca' 上に投影した点を、 $y_{h(1)}$ を定めるために用いた点と比べて、一致していなければ x_{wc} を ca' 上に投影した点に対応する新しい $y_{h(2)}$ を仮定し、その時の Q_{rp} を求める。

第3、第4ステップを繰り返し、 y_{hc} が十分に収束した時の Q_{rp} は最終的な解と考えられる。

図-10 は、 $\gamma = 9.8 \text{ kN/m}^3$ 、 $B = 2 \text{ m}$ 、 $p_0 = 0.98 \sim 196 \text{ kN/m}^2$ ($D/B = 0.05 \sim 10.0$ に相当) における Q_{rp} を、表-1 の係数を用いた場合との比率で表したものである。 ϕ' が 30° の場合には、 D/B が $0.2 \sim 2.0$ の範囲で Q_{rp} は重合わせ解 ($Q_r + Q_p$) の 1.06 倍の値を示し、 D/B がそれ以上またはそれ以下では比率が小さくなっている。そして、 ϕ' の値が増大するにつれて、 D/B の大きいところで比率が高まり、 D/B の小さいところで比率は減少する。 ϕ' が $30^\circ \sim 50^\circ$ の範囲では、 $\phi' = 50^\circ$ 、 $D/B = 2.0$ で最大比率値 1.1 を与えている。図-10 には、Lundgren¹⁸⁾ が Kötter 式から計算した $\phi' = 30^\circ$ に対する値も示してあるが、分割計算値は Lundgren の値より小さめの比率を与えている。この差は、Lundgren は底面が粗の場合について計算していることにも起因していると思われるが、いずれにしても重合わせ解は通常の ϕ' の範囲に対し同程度に安全な支持力を与えることがわかる。

4. 異方等質砂地盤の支持力計算

図-11 に示すような水平方向に粒子長軸が並行配列した異方性砂地盤から、鉛直方向と角 β の方向に供試体を切り出してせん断試験を行うと、摩擦角 ϕ' は β によって変化する。すなわち、三軸試験では図-12 (a) に示すように $\beta = 0^\circ$ で最大の ϕ' を $\beta = 90^\circ$ で最小の ϕ' を示し、平面ひずみ試験では図-12 (b) のように $\beta = 0^\circ$ で最大値を $\beta = 60^\circ$ 付近で最小値を示す実験結果がある^{4), 6), 8) 19)}。そして、この異方性は砂が密なほど顕著である。

このような異方性砂地盤の支持力を複合すべり線に基

図-11 地盤の粒子配列状況とせん断試験時の主応力方向

(a) 三軸圧縮試験⁸⁾ (b) 平面ひずみ試験⁴⁾

図-12 $\beta - \phi'$ の関係

図-13 帯片内の α_i 、 $\phi_{\beta i}$ 、 β_i の関係

づく分割計算法で求めるとき、図-4 における主働域①で $\phi'_{\beta=0}$ 、受働域③で $\phi'_{\beta=90}$ 、過渡域②で両者の中間の $\phi'_{\beta'}$ に対応したせん断抵抗が發揮されるものとみなすことができる。ここで、Bishop 法を適用する過渡域②の分割帯片 i に着目すると、図-13 に見られるように、大きい主応力 σ_1 はすべり線と $45^\circ - \phi'_{\beta i}/2$ の角度を成しているので、角 β_i は次式のようになる。

$$\beta_i = 45^\circ + \phi'_{\beta i}/2 - \alpha_i \quad (17)$$

ここに、 α_i はすべり線の水平線よりの傾角である。分割帯片 i における $\phi'_{\beta i}$ を決めるには、 β と ϕ'_{β} との関係を仮定する必要があるが、Meyerhof⁸⁾ は図-12 (a) を $0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ で $\phi'_{\beta} = \phi'_{\beta=0}$ が一定、 $30^\circ < \beta \leq 90^\circ$ で直線的に変わるとして次式を仮定した。

図-14 異方性地盤上の N_{rA} と N_{qA}

図-15 異方性地盤の等方性地盤に対する支持力係数比

$$\phi'_{\beta} = \frac{\beta - 30}{60} (\phi'_{\beta=90} - \phi'_{\beta=0}) + \phi'_{\beta=0} \quad (18)$$

したがって、 $\phi'_{\beta=0}$ と $\phi'_{\beta=90}$ の値が与えられれば、式 (17) と式 (18) から分割帯片の傾角 α_i に応じた $\phi'_{\beta i}$ が決定され、式 (14) によって支持力を計算することが可能となる。

$\phi'_{\beta=90}/\phi'_{\beta=0}=m$ の値を 1.0, 0.8, 0.6 と変化させて、支持力係数 N_{rA} , N_{qA} (A は異方性を示す脚符) を計算した結果を図-14 に、また、 N_{rA} , N_{qA} の N_r , N_q に対する比を図-15 に示した。図には Meyerhof⁸⁾ の計算値も示してあるが、彼の方法は、 $\bar{\phi}' = (2\phi'_{\beta=0} + \phi'_{\beta=90})/3$ なる等価摩擦角を仮定し、この値によって等方均質地盤の N_r を Meyerhof¹³⁾ の計算式で求め、それを N_{rA} とするものである。両計算法による値を比較してみると、 N_{rA} に関しては、 $m=1.0$ (等方性) で $\phi'_{\beta=0} > 40^\circ$ の場合以外は Meyerhof の計算値のほうが低めの値となっている。 N_{qA} に関しては、 $\phi'_{\beta=0} \leq 30^\circ$ では両者は良く一致しているが、 $\phi'_{\beta=0} > 30^\circ$ で m が大きく均一性に富むほど Meyerhof の計算値は高めの値とな

図-16 支持力係数 N_{rA} の計算値と実験値

っている。地盤の異方性に伴う支持力係数の減少傾向を示した図-15 からは、支持力係数減少の程度は m の減少と $\phi'_{\beta=0}$ の増加とともに著しくなり、分割計算法と Meyerhof 法とを比較すると、Meyerhof 法はより異方性の影響が強くでる計算結果となっている。

図-16 は、木村ら⁶⁾ によって示された異方性砂地盤についての遠心载荷装置を用いた支持力実験値ならびに Kötter 差分解を、Meyerhof 計算法と本分割計算法による値と比較して示したものである。図の相対密度 D_r の範囲で行った平面ひずみせん断試験結果では、 $\phi'_{\beta=0} = 43.5 \sim 51.0^\circ$, $m = 0.9 \sim 0.933$ であった。木村らの実験は平面ひずみ状態で行われているので、 β と ϕ'_{β} との関

表-2 V 載荷と H 載荷の支持力係数の比

D_r or e	$D_r=65\%$	$D_r=70\%$	$D_r=75\%$	$D_r=80\%$	$D_r=85\%$	$D_r=90\%$	$e=0.66\sim 0.67$
実験値	1.00*	1.00*	1.03*	1.09*	1.17*	1.24*	1.47**
分割計算値	1.19	1.22	1.30	1.35	1.41	1.42	1.44

* 木村 (1982) の実験値

** 小田 (1978, 1979) の実験値

係は図-12 (b) に準じた関係を用いるべきであろうと思われるが、本研究では、前述した Meyerhof の仮定式 (18) に基づいて計算した。図-16 では、粒子の配列方向に対し直角に載荷した場合 (V 載荷と呼ぶ)、粒子の配列方向と並行に載荷した場合 (H 載荷と呼ぶ) と、分割計算値は実験値に比べてかなり大きな値となっているが、三法の中では、分割計算値が最も実験値に近いものとなっている。他方、小田ら^{5), 19)}が間隙比 $e=0.66\sim 0.67$ の豊浦標準砂に対して実施した支持力実験 ($\phi'_{\beta=0}\div 52^\circ$, $\phi'_{\beta=90}\div 47^\circ$, $m=0.9$) では、V 載荷で $N_f\div 1000$, H 載荷で $N_f\div 680$ を与えている。これに対する分割計算値は、650 と 450 になっており、木村らの実験値に対する場合とは逆に、分割計算値は実験値より小さめの値を与えている。

表-2 は、V 載荷と H 載荷での支持力係数の比を示したものである。この比は密な地盤ほど大きくなることが知られており (図-16 参照)、分割計算法による結果もそのような傾向を示している。そして、その値は小田らの実験値とほぼ等しい値を与えているが、木村らの実験値よりやや大きめの値となっている。

5. 結 論

本論文は、従来、砂地盤の支持力計算に用いると過大評価を結論するといわれてきた Bishop による一般分割計算法の修正法を提案するとともに、等方均質地盤、異方均質地盤に関する支持力係数の計算を行い、計算値を各種提案式や実験値と比較検討することによって、提案した分割計算法が実用性のあることを論じたものである。本研究によって得られた主な結果は次のとおりである。

(1) Bishop 法による支持力計算結果は、従来いわれてきたような単純に過大になるという性質のものではなく、分割数のとり方によって解が振動することが分かり、支持力計算法として好ましくない。

(2) 主働域と受働域を直線、過渡域を円弧と仮定したすべり線に分割法を適用した方法で等方均一地盤の N_c , N_q , N_f を計算した結果は、従来の提案値と比較して、 $\phi'=30^\circ$ までは良く一致し、 $\phi'=40^\circ$ では 10~15% 過小なものとなる。しかし、観測されたすべり線に基づいて計算した Verghese の解および彼の実験結果とは良く一致した。

(3) 分割計算法で N_q と N_f の重合わせについて検討したところ、 $\phi'=30^\circ$ のとき D/B が 0.2~2.0 で N_{fq} は重合させ解の 1.06 倍の値を示し、 ϕ' が大きくなると D/B が大きいほどより大きな比率を与える傾向を示した。計算された比率と D/B の関係は Lundgren の解に近い傾向を示したが、比率の値は小さめであった。

(4) 分割計算法で異方性均一地盤 (砂質) の N_{fA} , N_{qA} を計算し、異方性に伴う支持力係数の低減度を Meyerhof の計算と比較してみたところ、Meyerhof 法よりも異方性の影響を受けにくい結果となった。

(5) 木村、小田らの異方性砂地盤に対する実験結果を分割計算法で検討したところ、 N_f の計算値は木村の実験より大きく、小田の実験値より小さく評価した。しかし、V 断面と H 断面での支持力の比は実験値に近い値となった。

以上のことから、提案する分割計算法は、不均一地盤等土性が複雑な実際の地盤の支持力評価に有用なものであると考える。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. (1943): "Bearing capacity," Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, pp. 118—143.
- 2) Lo, K. Y. (1965): "Stability of slope in anisotropic soils," Proc. ASCE, Vol. 91, SM 4, pp. 85—106.
- 3) Reddy, A. S. and Rao, K. N. V. (1981): "Bearing capacity of strip footing on anisotropic and nonhomogeneous clays," Soils and Foundations, Vol. 21, No. 1, pp. 1—6.
- 4) 小田匡寛・小石川功 (1978): 砂地盤の強度異方性とその土質工学的意義, 「土木学会論文報告集」, 第 273 号, pp. 111—120.
- 5) Oda, M. and Koishikawa, I. (1979): "Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand," Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3, pp. 15—28.
- 6) 木村 孟・斉藤邦夫・日下部 治・司代 明 (1982): 砂地盤の支持力ならびに変形状に対する異方性の影響について, 「土木学会論文報告集」, 第 319 号, pp. 105—113.
- 7) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K. (1985): "Geotechnical model test of bearing capacity problems in a centrifuge," Geotechnique, Vol. 35, No. 1, pp. 33—45.
- 8) Meyerhof, G. G. (1978): "Bearing capacity of anisotropic cohesionless soils," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp. 592—595.
- 9) Turnbull, W. J. and Hvorslev, M. J. (1967): "Special problems in slope stability," Proc. ASCE, Vol. 93, SM. 4, pp. 499—528.
- 10) 山口柏樹 (1984): 「土質力学 (全改訂)」, 技報堂, pp. 268

~270.

- 11) Graham, J. and Stuart, J. G. (1971) : "Scale and boundary Effects in foundation analysis," Proc. ASCE, Vol.97, SM. 11, pp. 1533—1548.
- 12) Vesić, A. S. (1974) : "Bearing capacity of shallow foundations," Foundation Engineering, Van Nostrand, p. 127.
- 13) Meyerhof, G. G. (1955) : "Influence of roughness of base and groundwater conditions on the ultimate bearing capacity of foundations," Geotechnique, Vol.5, No.3, pp. 227—242.
- 14) Milovic, D. M. (1965) : "Comparison between the calculated and experimented values of the ultimate bearing capacity," Proc. 6th ICSMFE, Vol.2, p. 142.
- 15) Bowles, J. E. (1982) : Foundation Design and Analysis, McGraw-Hill, p. 130.
- 16) Chen, W. F. (1975) : Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, p. 246.
- 17) Verghese, A. C. (1972) : "Bearing capacity theory from experimental results," Proc. ASCE, Vol.98, SM. 12, pp. 1311—1324.
- 18) Lundgren, H. and Mortensen, K. (1953) : "Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand," Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp. 409—412.
- 19) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. (1978) : "Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test," Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp. 25—38.