

京都大学工学部 正員 赤井 浩一
同 正員 大西 有三
東京都 正員 〇溝部 博章

1. まえがき

巨大構造物の基礎の安定を考えると、従来から慣用的に用いられてきた支持力公式、たとえば Terzaghi の公式をそのまま適用してよいかどうか疑問がある。特に巨大基礎においては、破壊時のすべり面の深さの及ぶ範囲が大きいので、従来のように地盤の強度を一定と仮定することは支持力の算定に誤差を生じるものになると考えられる。Terzaghi の支持力ならびに円形すべり面法などによる従来の安定解析から地盤の均質性という仮定を外した場合とは実測と合わないという報告がなされている。そこで、ここでは地盤の非排水せん断強度が深さとともに変化するような現象に近い問題の支持力をすべり線の塑性場による図解法すなわち極追跡法によって求め、慣用法による結果と比較してこの新しい手法の有用性を示す。

2. 塑性つりあい問題の図解法

塑性つりあい問題の図解法では、塑性つりあい状態にある地盤中の近接する2点の応力状態が既知であり、これらの2点に近い第3の点の応力状態が決定でき、物理面上ではすべり線の追跡を、応力面上では極の追跡を行なう。このときのすべり面上の各点に対して用極法によりその点に対応する破壊条件のもとで破壊円を描いてゆく。この方法によれば、地盤内で強度が不連続になっているような不均質地盤に対しても、基礎の支持力解を求めることができる。

2.1 極追跡の基本式 (c_u が深さとともに変化する場合)

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= \gamma \end{aligned} \quad (1)$$

破壊条件式は、地盤の強度変化も考えて一般的に、

$$\tau = c_u(z) = c_0 + \rho z \quad (2)$$

図-1に示すように変数 σ を次のように定義する。

すなわち

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) = \frac{1}{2}(\sigma_I + \sigma_{III}) \quad (3)$$

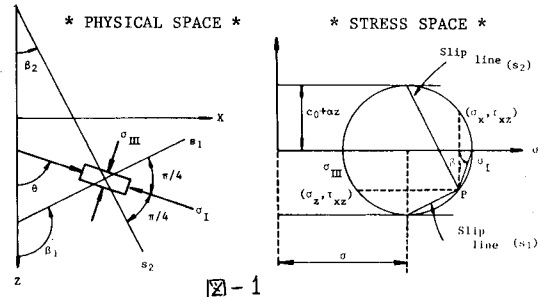


図-1

土要素に作用する最大主応力 σ_I が z 軸と作る角を θ とおき、塑性つりあい状態にある応力 $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ を σ と θ で表し、式(1)に代入すると塑性域においては共役なすべり線に関する応力の変化を与える偏微分方程式が得られる。

すべり線 s_1 および s_2 について

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial s_1} + 2c_u(z) \frac{\partial \theta}{\partial s_1} &= \gamma \cos \beta_1 - \rho \sin \beta_1 \\ \frac{\partial \sigma}{\partial s_2} - 2c_u(z) \frac{\partial \theta}{\partial s_2} &= \gamma \cos \beta_2 + \rho \sin \beta_2 \end{aligned} \quad (5)$$

次に図-1から地盤中の任意の点の応力状態を与える極の座標 (σ_P, τ_P) を (σ, θ) で表すと、

$$\begin{aligned} \sigma_P &= \sigma - (c_0 + \rho z) \cos 2\theta \\ \tau_P &= -(c_0 + \rho z) \sin 2\theta \end{aligned} \quad (6)$$

となり、式(6)を共役なすべり線 s_1 と s_2 に関して偏微分し、式(5)に代入すると極追跡の基本式が得られるが、これを差分形で示すと、

$$\begin{aligned} (\Delta \tau_P)_{s_1} &= \tan \beta_1 (\Delta \sigma_P)_{s_1} - \gamma \cos \beta_2 \Delta s_1 + \rho \frac{\Delta s_2}{\cos \beta_1} \\ (\Delta \tau_P)_{s_2} &= \tan \beta_2 (\Delta \tau_P)_{s_2} + \gamma \cos \beta_1 \Delta s_2 - \rho \frac{\Delta s_2}{\cos \beta_2} \end{aligned} \quad (7)$$

すべり線 α_1, α_2 に関する極の追跡は式(7)にもとづいており、式(7)の右辺第2項は土の自重 γ を考慮した項、第3項は非排水せん断強度の深さ方向の変化の割合 ρ を考慮した項である。

2.2 堆積粘土地盤上の基礎の支持力

飽和土のせん断強度を有効力で表示する場合、粘着力 c_u は含水比 w は間げき比の関数であり、後者はまた有効応力 σ_v の関数である。よって自然に堆積した地盤では、それが正規圧密でも過圧密でも、間げき比は地表面からの深さとともに減少しているのが普通であるから、 c_u は深さとともに増加するはずである。現実には、その特性は

$$\text{正規圧密地盤では} \quad c_u = \rho \sigma \quad (8)$$

$$\text{過圧密地盤では} \quad c_u = c_0 + \rho \sigma$$

とあくことが許される。換言すれば、もし c_u ＝一定という地盤を仮定するならば、それは全深さにわたって間げき比が一定ということになるが、自重による有効応力は当然地表面からの深さと比例して増加するから、深部へ行くほど圧密が進行していない状態を仮定しなければならず、したがって c_u ＝一定な地盤は現実的でない。もちろん上載構造物の寸法が通常程度のもので、基礎のすべり破壊のさいのすべり面の下端が地表近くにとどまる場合の安全計算では地盤強度の深さ方向の不均質性を考慮する必要性は少ないが、構造物が巨大化し、その影響の及ぶ範囲が深くなってくると、 c_u ＝一定とする仮定は許されがたいものになるであろう。

図-2(a)は、 $\sigma = 1.9 \text{ t/m}^2$, $c_u = 0.2 + 0.27\sigma$ という地盤定数をもつモデル地盤を考え、物理面上のすべり線を図解法で求めた結果を示し、また図-2(b)はこれに対応する応力面上の極追跡の軌跡を表す。均質な地盤の場合には荷重端0の下で四分円の角状領域

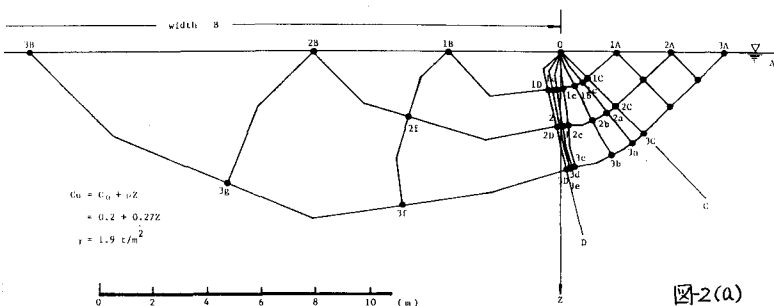


図-2(a)

が現れ、また荷重真下の主働域も右方の受働域と同様に規則的な網目になるのに対し、不均質地盤では図-2(a)に見られるように、0点の下方に $(\theta + \alpha)$ 族のすべり線($\phi = 0$ より $\alpha = 45^\circ$)が着しく集中し、また主働域で $(\theta - \alpha)$ 族のすべり線がフラットになる。これに対応して、図-2(b)の応力面上の極の軌跡も、

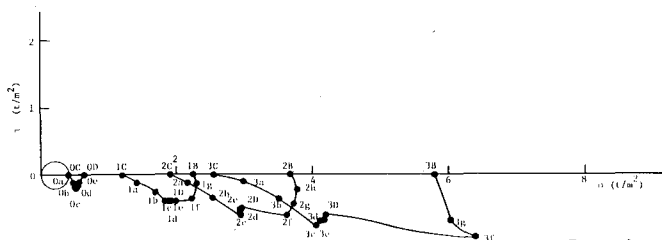


図-2(b)

たとえば $3D \rightarrow 3f \rightarrow 3g \rightarrow 3B$ のように左に巻き込んで上昇し、最終的に σ 軸に達するものが特徴的である。

この支持力計算の結果として、地盤が破壊状態に達したときの基礎底面に沿う垂直応力分布から得られた極限支持力 q_u を表-1に計算法(1)として記入してある。表中の計算法(2)はTerzaghiの公式によるもので、このさい粘着力 c はすべり面の形から考えて基礎幅の分の深さの点の値をとった。また計算法(3)は $\phi = 0$ 解析法による円形すべり面を用いた図解法であるが、この場合にはもちろん地盤強度の深さ方向の分布が考慮されている。表-1により、基礎幅の増大とともに極限支持力による支持力値は他の計算法による値よりも小さくなることがわかる。もし、この解析が厳密解に近いものを与えとすれば、地盤の不均質性は極限支持力の減少に大きい影響をもつ因子とみなさねばならない。

参考文献、永井・清部・村川；土木学会関西支部年次学術講演会講演集、

昭和52年4月