

分割法による異方粘性土地盤の支持力算定

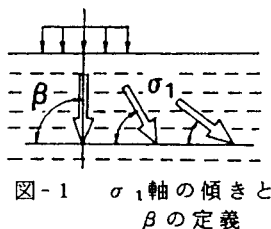
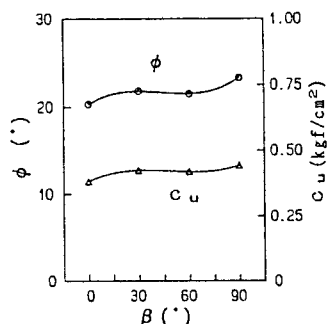
長崎大学工学部 学○山中 稔
正 棚橋由彦

1. はじめに

有明海に広く分布する有明粘土は、堆積過程および圧密過程により異方性が存在している¹⁾。最大主応力 σ_1 軸と水平面との傾角を β と定義すると、図-1に示すように、一般に σ_1 軸は鉛直軸より傾き、 β は様々に変化する。この β と構造異方性に起因する強度定数の関係に着目し、これまでに純粋三軸C I U試験を行い²⁾³⁾、 b 値=0.5での β に対応する強度定数 ϕ 、 c_u は、 β の3次曲線で近似できることが判明した(図-2参照)。そこで、強度異方性を有する実地盤の支持力解析を行うとともに、異方性を導入した強度定数が支持力に及ぼす影響の定量化を試みた。

2. 支持力解析方法

図-3に解析モデルを示す。破壊モードは円弧すべりとし、帯状等分布荷重(全幅 B)の中心軸と水平地盤面との交点を原点 O 、鉛直下向きを z 軸とする。地下水面は地盤面と一致し、平面ひずみ全応力解析とする。分割数10の分割法を用い、各分割片のすべり線上

図-1 σ_1 軸の傾きと
 β の定義図-2 $\beta \sim c_u, \phi$ 関係の
3次曲線による近似

に作用する自重による初期応力 $\sigma_z = \gamma \cdot z$ 、 $\sigma_x = K_0 \sigma_z$ と、ブーゼスクの解より求めた荷重による増分応力 $\Delta \sigma_z$ 、 $\Delta \sigma_x$ 、 $\Delta \tau_{zx}$ から、すべり線上の垂直応力 σ_n 、 $\Delta \sigma_n$ とせん断応力 τ 、 $\Delta \tau$ に変換する。また、初期応力、増分応力の和より最大主応力 σ_1 軸の傾き β を求め、C I U試験からの β の3次曲線式(1)(2)を用いて、粘着力 c_u および、せん断抵抗角 ϕ を算出する。式中の β はradian表示。

$$c_u = 0.38 + 0.17\beta - 0.22\beta^2 + 0.09\beta^3 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

$$\phi = 20.3 + 6.89\beta - 10.1\beta^2 + 4.40\beta^3 \quad (^\circ) \quad (2)$$

そして、 σ_1 の作用方向の違いによる強度定数 c_u 、 ϕ の変化を考慮した、粘性土地盤の円弧すべりに対する安全率はそれぞれ式(3)(4)により求まる。

$$F_s = \frac{\sum c_{ui}}{\sum (\tau_i + \Delta \tau_i)} \quad \dots (3)$$

$$F_s = \frac{\sum (\sigma_{ni} + \Delta \sigma_{ni}) \tan \phi_i}{\sum (\tau_i + \Delta \tau_i)} \quad \dots (4)$$

ここに i は、分割片番号を意味する。

なお、土の飽和単位体積重量 $\gamma_{\text{sat}} = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 0.48$ とした。

また、実地盤と堆積面の方向が一致する $\beta = 90^\circ$ での $c_u (= 0.44 \text{ kgf/cm}^2)$ 及び $\phi (= 23.3^\circ)$ を用いて、 c_u 及び ϕ の変化を考慮しない場合についても比較計算を行った。

以下、式(3)を c_u 法、式(4)を ϕ 法と表す。

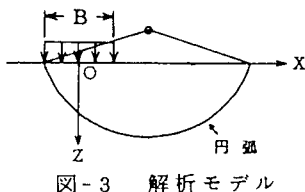


図-3 解析モデル

3. 計算例

(a) c_u 法 図-4 に、 c_u の変化(異方性)を考慮した解析による最小安全率、および各分割辺上の c_u の値を示す。荷重条件は載荷幅 $B=4\text{ m}$ 、載荷重 $q=20\text{ tf/m}^2$ である。最小安全率は1.06であり、主応力 σ_1 軸の傾きに伴い c_u が変化していることが分る。 c_u 一定での計算では $(Fs)_{\min}$ は1.10となり、 c_u の変化を考慮した計算方法の方が最小安全率は0.04小さくなる。図-5 に、 $B=4\text{ m}$ での載荷重 q と最小安全率 $(Fs)_{\min}$ との関係を示す。どの載荷重でも c_u の変化を考慮した方が、 c_u 一定よりもわずかに最小安全率は小さくなっている。

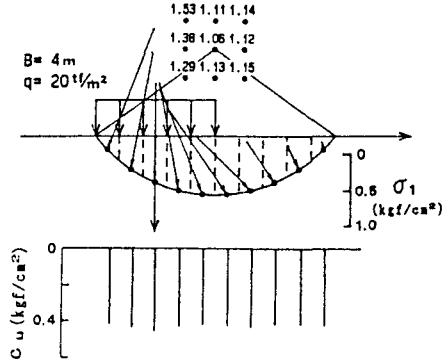


図-4 c_u 変化での計算結果

(b) ϕ 法 図-6 に、 $B=4\text{ m}$ 、 $q=20\text{ tf/m}^2$ での ϕ の変化を考慮した解析結果を示す。図-7 に、 $B=4\text{ m}$ での q と $(Fs)_{\min}$ との関係を示す。 c_u 法と同様、 ϕ の変化を考慮した方が ϕ 一定よりも最小安全率は小さくなっている。

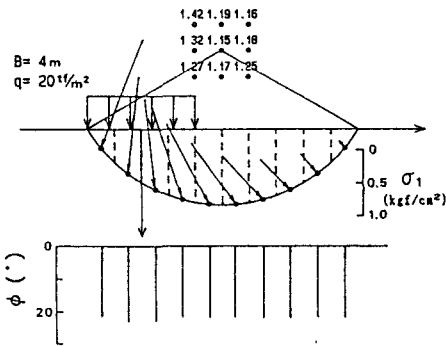


図-6 ϕ 変化での計算結果

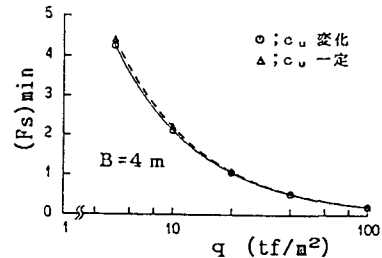


図-5 最小安全率～載荷重 q (c_u 法)

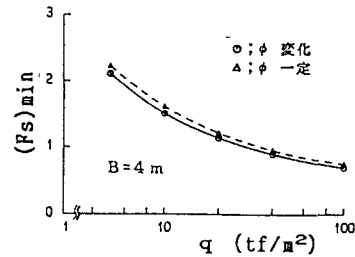


図-7 最小安全率～載荷重 q (ϕ 法)

(c) 極限支持力の比較 表-1 に、それぞれの方法による極限支持力 q_d を示す。変化さす方が一定の場合よりも c_u 法では5%、 ϕ 法では約15%小さくなる。また、Terzaghi公式による値と比較すると、 c_u 法では安全側の、 ϕ 法では危険側の値となった。

4. おわりに

支持力の算定において強度異方性の影響は、正規圧密地盤としての解析(ϕ 法)の方が、過圧密地盤としての解析(c_u 法)よりも大きいことが判明した。

〈参考文献〉 (1) 鬼塚・林・平田・村田(1976): 土質工学会論報, Vol.16, No. 3. (2) 棚橋・山中他(1990): 第25回土質研究発表会, Vol.1.1, (3) 棚橋・山中他(1991): 長崎大学工学部研究報告, Vol.21, No. 36.

表-1 極限支持力の比較

荷重条件	極限支持力 q_d (tf/m ²)		
	変化	一定	Terzaghi
載荷幅4 m			
c_u 法	2.1	2.2	2.5
ϕ 法	3.0	3.5	2.2