

名古屋工業大学 正員 中井 照夫

〃 松岡 元

学生員 木下 義久

地盤の応力変形解析をおこなうにあたり、任意応力経路下の土の応力～ヒズミ関係を正確に評価した構成式を導入することが大切である。本研究は平面ヒズミ状態の土のヒズミ割せん断によるヒズミと圧密によるヒズミ、そして弾性ヒズミの和として表わされるとして導かれた一般座標系での応力～ヒズミ関係に基づいて排水時および非排水時の有限要素解析をおこなったものである。まず平面ヒズミ条件下の砂、シルトの要素について解析の妥当性を検証し、次に盛土荷重を受けた二層地盤を対象として解析をおこない現場実測値と比較検討した。

1. 一般座標系での応力～ヒズミ関係^{1,2)}

一般座標系でのせん断(応力比の変化)によるヒズミ増分 $\{d\epsilon_s\}$ 、および圧密(平均有効主応力の変化)によるヒズミ増分 $\{d\epsilon_c\}$ は、Mohr-Coulomb面上のヒズミ増分 $\{d\epsilon_s^m\}$ 、 $\{d\epsilon_c^m\}$ とヒズミ増分の変換マトリックス $[T]$ を用いて次式で与えられる。

$$\{d\epsilon_s\} = [T]\{d\epsilon_s^m\} = [T]\left[E_1 + X \cdot G_1\right] dX = [T]\{E_s\} dX \cdots (1), \quad \{d\epsilon_c\} = [T]\{d\epsilon_c^m\} = [T]\left[E_2 + X \cdot G_2\right] dX = [T]\{E_c\} dX \cdots (2)$$

ここに G_1 , E_1 はMohr-Coulomb面上のせん断による応力比を表わし、 G_2 , E_2 は圧密による応力比を表わしている。右々、有効応力と土質パラメータ(平均主応力一定試験および等方、 K_0 圧密試験より決めることが可能)の関数として次式で与えられる。

$$G_1 = \frac{\sigma_0}{\mu' - \mu} \exp\left(\frac{X - \mu}{\mu' - \mu}\right) \cdots (3), \quad E_1 = \frac{\mu - X}{\lambda} \cdot G_1 \cdots (4), \quad G_2 = \frac{0.93K \cdot C_c}{\sigma_0'} \left\{ \exp\left(\frac{X - \mu}{\mu' - \mu}\right) - \exp\left(\frac{-\mu}{\mu' - \mu}\right) \right\} \cdots (5)$$

$$E_2 = \frac{\mu - X}{\lambda} \cdot G_2 + \frac{0.93K(C_c - C_s)}{2(1 + e_0)\sigma_0'} \cdots (6) \quad (\text{ここに: } \sigma_0' = \sigma_0' + C_c \log_{10}(\sigma_0'/\sigma_{0.2}') \cdots (7) \text{ であり、} \mu \text{ は } K_0 \text{ 値より決定される})$$

また X はMohr-Coulomb面上のせん断直交有効応力比 $X = \tau/\sigma_v'$ 、 σ_0' は有効平均主応力 $\sigma_0' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ を示しており、 dX , $d\sigma_0'$ も一級有効応力 $(\sigma_v', \sigma_h', \tau_{xy})$ の関数として次式で示される。

表-1. 土質パラメータ

$$dX = A_1 d\sigma_v' + A_2 d\sigma_h' + A_3 d\tau_{xy} = [A]\{d\sigma\} \cdots (8), \quad d\sigma_0' = \frac{1}{2}(\sigma_v' + \sigma_h') = [B]\{d\sigma\} \cdots (9)$$

よって $\{d\epsilon_s\}$, $\{d\epsilon_c\}$ を塑性ヒズミ増分と考え、主応力と主ヒズミ増分方向が一致すると仮定すれば、 $[T]$ は応力の関数で定義され、右々のヒズミ増分は次式で一般表示される。

$$\{d\epsilon_s\} = [T]\{E_s\}\{A\}\{d\sigma\} \cdots (10), \quad \{d\epsilon_c\} = [T]\{E_c\}\{B\}\{d\sigma\} \cdots (11)$$

一方、弾性ヒズミ増分 $\{d\epsilon_e\}$ は等方弾性式を適用することにより $\{d\epsilon_e\} = [D_e]\{d\sigma\} \cdots (12)$ で与えられ、ポアソン比 ν_e 、弾性係数 E_e は K_0 値と膨張指数 C_s を用いて次式で決定される。

$$\nu_e = K_0/(1 + K_0) \cdots (13), \quad E_e = 3(1 + 2\nu_e)(1 + e_0)\sigma_0'/0.93K C_s \cdots (14)$$

したが、全ヒズミ増分 $\{d\epsilon\}$ はせん断項、圧密項、弾性項の和として(10), (11), (12)より次式で決定される。

$$\{d\epsilon\} = \{d\epsilon_s\} + \{d\epsilon_c\} + \{d\epsilon_e\} = [D]\{d\sigma\} \cdots (15)$$

なお上式において、 $\{d\epsilon_s\} = 0$ ($dX \leq 0$)、 $\{d\epsilon_c\} = 0$ ($d\sigma_0' \leq 0$) となるが、(15)は容易に $\{d\sigma\} = [D]\{d\epsilon\} \cdots (16)$ なる隠形への変換が可能である²⁾。

2. 解析結果と考察

FE解析は(16)式の応力とヒズミマトリックス $[D]$ を用いて増分法でおこなう。

	SAND	SILT
λ	1.0	1.0
μ	0.23	0.35
μ'	0.44	0.54
ϕ_{ci}	0.20 %	0.38 %
C_d	0.0017	0.004
C_c	0.005	0.250
C_s	0.0015	0.06
e_0	0.695	1.100
K_0	0.500	0.433
C	0.0	0.0
ϕ	40°	39°
σ_{mi}	1.0 kg/cm ²	1.0 kg/cm ²

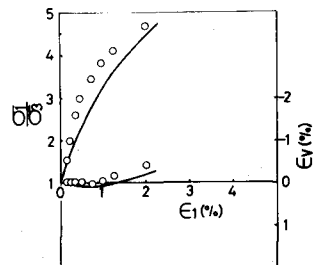


図-1. 砂の応力～ヒズミ関係

さらに非排水時の解析は Christian の方法⁴⁾によりおこなった。

対象とした地盤は台形盛土荷重を受ける、盛土中央からの距離 60 m、深さ 20 m の二層地盤（上層 11 m 砂、下層 9 m シルト）であり⁵⁾、現位置より採取された試料の平均主応力一定試験および圧密試験より得られる土質パラメーターを表 1-1 に示す。

図-1, 2 は現地盤の砂およびシルトの平面ヒズミ条件下の排水セリ断試験（平均主応力 $\sigma_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ ）の実測値（プロット）と F E 解析結果（実線）を示したものである。なお実測値は三軸圧縮試験結果を複合 Modulus 法の概念を用いて平面ヒズミ条件下のヒズミに換算している。両図より解析結果が砂およびシルトのダイレイタンス特性をよく説明し、実測値とよく対応を示している。図-3, 4 は砂およびシルトの平面ヒズミ条件下の非排水セリ断試験（ $\sigma_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ ）の有効応力径路の解析値（実線）を $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 関係で示したものである。砂についてはセリ断応力の増加に伴い、はじめ $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ が減少した後破壊線にもって増加する有効応力径路となり密な砂の特性をよく示している。他方、シルトについては $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ が減少して破壊に至っており、正規圧密粘土の非排水時の有効応力径路とよく対応している。

次に現地盤を 50 個の六角形要素に分割し、台形盛土荷重を受けた地盤の排水時および非排水時の F E 解析結果を示す。地盤は飽和状態にあると考えられ、その初期応力は有効単位体積重量 γ と K_0 値より決めている。図-5 は最大盛土荷重 13.5 t/m² を受けた場合の排水条件下（荷重後長時間経過）での、垂直変位と側方変位の実測値（実線）と解析値（破線）を示している。同図より解析値は、垂直変位において実測値より大きめであるが、実測値とよく対応を示し、また側方変位曲線が下膨れの形になる傾向も説明している。

図-6 は最大盛土荷重 9.0 t/m² を受けた場合の非排水条件下（荷重直後）の実測値（実線）と解析値（破線）を示したものである。同図において、盛土直下の垂直変位はよく対応を示すが、盛土周辺の地表面の垂直変位の傾向が異なるのは、解析では二層非排水条件（体積ヒズミ = 0）としているため起こるのに対し、現地盤では上部砂層のため均一な水圧の消散を伴ない地下していると考えられる。また側方変位について解析値は大きく計算しているが、地表面近くは変位が大きくなる実測値の傾向と対応している。

なお、計算には名古屋工大 HITAC-M160-II、および名大 FACOM-230-75 を使用した。最後に貴重な現場データを提供していただいた川崎製鉄、富永貞生課長、橋本正治氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 中井朝利, 地盤の応力-ひずみ関係に基づいた F E 解析, 第 11 回土壌工学会, 1976
- 2) 松岡典子, 中井: 土のダイレイタンスを考慮した地盤の有効要素解析, 土木学会論文集, 1978
- 3) 松岡: 3 主応力下の土の応力-ひずみ関係について, 京大防災学報, 1973
- 4) Christian: Undrained stress distribution by numerical method, ASCE vol. 94, 1969
- 5) 富永貞生, 橋本: 台形盛土による二層地盤の変位測定について (第 2 報), 第 7 回土壌工学会, 1974

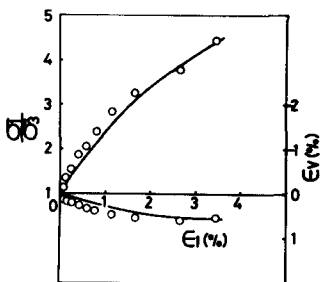


図-2. シルトの応力-ひずみ関係

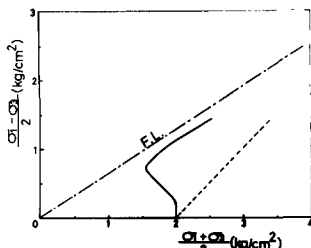


図-3. 砂の有効応力径路図

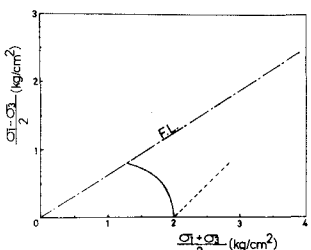


図-4. シルトの有効応力径路図

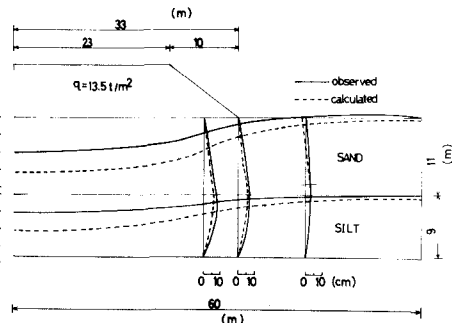


図-5. 排水時の沈下量と側方変位

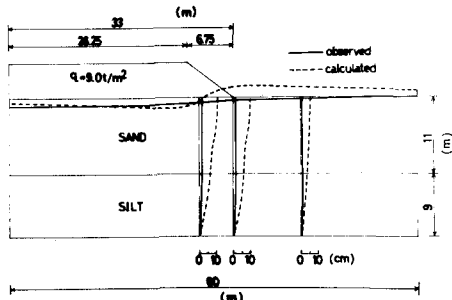


図-6. 非排水時の沈下量と側方変位