

基礎地盤コンサルタンツ(株) 正員 大野 孝
岐阜大学 工学部 正員 岡二三生

1.はじめに 粘土地盤の改良工法として、サンドドレーン工法を用いた場合を想定し、筆者の一人が提案している、正規圧密粘土及び砂の構成式を用いて、砂を用いて改良した地盤の、盛土建設中の挙動を解析したので報告する。解析法はすでに報告している^{(2),(4)}もので、Christianの方法を改良した赤井・田村の方法⁽³⁾であり、条件は軸対称条件とした。

2.土の構成式

正規圧密粘土^{(2),(2)} 正規圧密粘土については、すでに筆者の一人が提案しているもので、Cam-ClayモデルとPergynaの弾粘塑性論に基づいて提案されたものである。地盤の異方圧密状態を表現するために、関口・太田(1977)による相対応力比 π^* を用いている。ひずみ速度テンソル $\dot{\epsilon}_{ij}$ は次式で与えられる。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2G} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{K}{(1+e)} \dot{\sigma}_{ij} + [\phi(F)] \left\{ \frac{1}{M^* \sigma_m^* n^*} (\pi_{ij}^* - \pi_{ij(0)}^*) + \frac{1}{3 \sigma_m^*} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{\sigma_{ij} (\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*)}{3 M^* n^* \sigma_m^*} \dot{\sigma}_{ij} \right\} \quad (1)$$

$$[\phi(F)] = 0 \quad (F \leq 0), \quad -M^* \sigma_m^* C \exp[m' \ln \sigma_m^* / \sigma_m^*] m' n^* / M^* - m' (1+e) v^0 / (\lambda - \kappa) \quad (F > 0) \quad (2)$$

ただし、 $\eta_{ij}^* = \sigma_{ij} / \sigma_m^*$, $\pi_{ij}^* = ((\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*) (\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*))^{1/2}$ である。

σ_m^* : 初期圧密圧力, M^* : Critical state での $\sqrt{2} \tau_u / \sigma_m'$ の値, λ : 圧密指数, κ : 膨潤指数, G : せん断弾性係数。 $\eta_{ij(0)}^*$ は η_{ij}^* の初期値であるが、材料の異方性を表すパラメータと考えられ、 K_0 値と関係づけられる。

砂⁽³⁾ 砂については、くり返し載荷に利用できる形で、過圧密状態の砂について提案しているが、正規圧密状態においては、西・江刺らの構成式を含むものである。ただし、異方性の表現には、粘土と同様に相対応力比 π^* を用いている。塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^p$ は次式で与えられる。

$$d\epsilon_{ij}^p = A \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (3) \quad f_p = \pi^* + M^* \ln \sigma_m^* / \sigma_m^* (\eta) = 0 \quad (4)$$

π^* は変数であるが、正規領域においては、 π^* は一定として、 $\pi^* = M_m^*$ とおく。 M_m^* は最大圧縮時の $\sqrt{2} \tau_u / \sigma_m'$ の値である。一方、 χ (降伏関数) は $\chi = \pi^*$ とおく。

3.解析結果 解析においては、三角形要素2個で四角形要素を構成した。図-1に有限要素メッシュが示されている。排水は上方のみとし、透水係数は、 $k = k_0 \exp(-(e_0 - e) / c_u^*)$ より求めた。また、 G は $\sqrt{\sigma_m'}$ に比例させている。盛土は最大荷重12t/m² が盛立て期間100日で行われた。パラメータは表-1に示されている。砂での改良は図-1の斜線の部分である。図-2を見ると、明らかに、砂を改良した場合の方が沈下量(Node-1)は小さく、改良効果はあると判断される。また、要素-15の間けき水圧の発生量も改良地盤の方が小さい。今回の解析では、砂自身が剛性をもってあり、サンドドレーンによつて沈下が促進されるという傾向はでてこなかった。図-3と図-4は、側方変位の分布と間けき水圧の分布を示すが、どちらも改良によつて発生量が小さえられるようである。以上より、結果として、改良により側方変位及び沈下量はとくに小さくすることができるといえる。

4.あとがき 本解析法の評価のためには実験結果との対比が必要であるが、現象のパターンをあらかじめ計算によつて知、ておく必要もあると考えられる。なお本研究は、大野が岐阜大学において卒論の一部として実施したものである。末筆ながら、日頃お世話になっている本学宇野尚雄教授に感謝いたします。

5.参考文献

- 1) F.Oka(1981); Proc. ICSMFE, Vol.1, pp.215-218. 2) Adachi, T, F.Oka & Y.Tange(1982); Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton. 3) Oka, F. & T.Murase(1981); Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics, Vol.1, pp.151-154. 4) 相田・岡(1981); 土木学会年報Ⅱ. 5) 赤井・田村(1978) 土木学会論文報告集, No.269, pp.95-104. 6) Sekiguchi, H. & H.Ohta(1977); Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-240. 7) Nishi, K. & Y. Esashi(1978); Proc. JSCE, No.280, pp.111-122.

κ	$5.0 \cdot 10^{-2}$
λ	0.231
M^*	0.865
C_k	0.1
K_e	0.5
G_s	2.0×10^5 (kgf/m)
$\sigma_{zz}(s)$	1.0×10^4 (kgf/m)
m	25
C	1.0×10^{-11} (1/sec)
Δt	8 (hour)
e_0	clay; 1.50 sand; 0.78
$k_r(s)$	clay; 1.16×10^{-10} (m/s)
$k_z(s)$	sand; 1.16×10^{-6} (m/s)
M^*	(sand) 1.10
M^*	(sand) 1.28
G'	(sand) 500

Table. 1

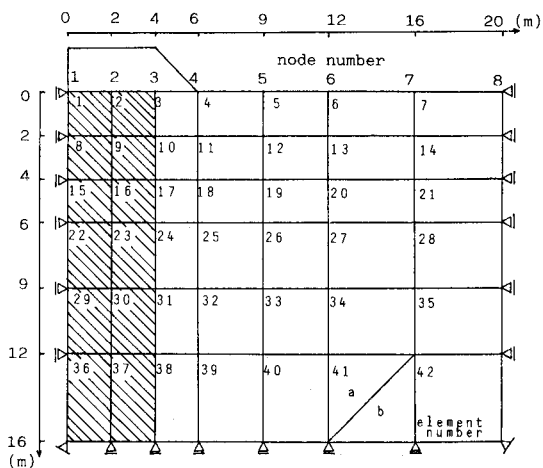


Fig.1

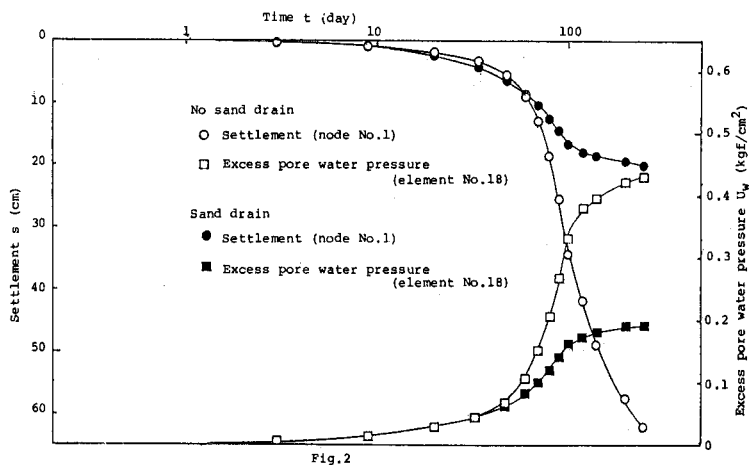


Fig.2

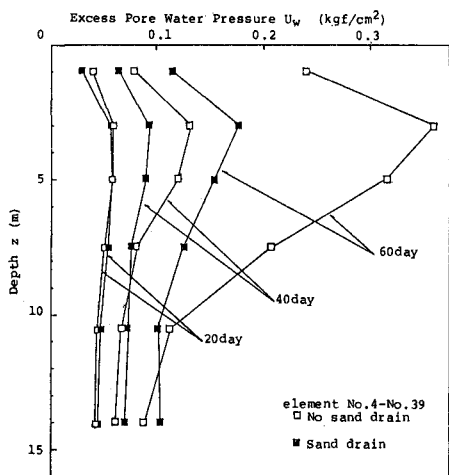


Fig.3

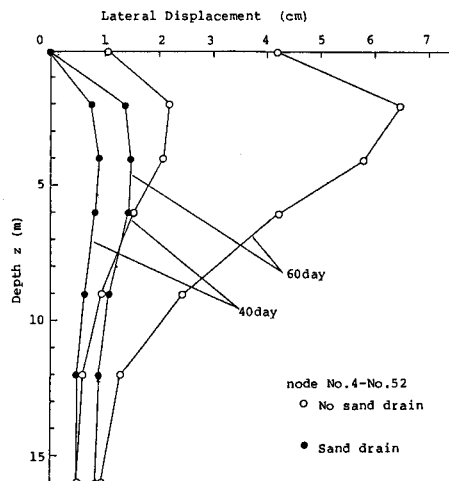


Fig.4