

前田建設工業(株) 正員 日ローク

岐阜大学工学部 正員 岡二三生

1.はじめに 最近、盛土などの基礎地盤の挙動に対する擬似過圧密および過圧密粘土の影響が指摘されている。本研究においては、過圧密粘土よりなる地盤の特性を明らかにする目的で、正規圧密及び過圧密粘土の構成式を用いた2次元圧密解析を行った。解析法は昨年報告したものと同様、赤井・田村の方法により、圧密変形解析を行った。正規圧密及び過圧密粘土の構成式はすでに筆者の1人が報告したものである。なお、正規圧密粘土の構成式は二次圧縮をも表現できるものである。

2.粘土の構成式 過圧密粘土については、すでに弾塑性モデルを提案しているが、このモデルとPergyna型の弾粘塑性モデルを拡張した粘塑性モデルを用いて構成式を導いている。粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ は次式で表わされる。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = [\Phi_{ijkl}(F)] \partial f_p / \partial \sigma'_{ij} \quad (1) \quad F = (f - \kappa_s) / \kappa_s \quad (2)$$

$$[\Phi_{ijkl}(F)] = 0 \quad (F \leq 0), \quad = C_{ijkl} \Phi(F) \quad (F > 0) \quad (3)$$

$$C_{ijkl} = A \delta_{ij} \delta_{kl} + B (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (4)$$

ここで、 f_p は塑性ポテンシャル、 $f = \kappa_s$ は静的降伏関数である。

$f = \kappa_s$ の具体的な形は、 $f = \bar{\pi}^2$ (5) であり、 $\bar{\pi}^2 = \{(\eta^*_{ij} - \eta^*_{ij(0)})(\eta^*_{ij} - \eta^*_{ij(0)})\}^{1/2}$ (6) である。

ただし、 $\eta^*_{ij} = S_{ij} / \sigma'_m$ (S_{ij} : 偏差応力テンソル、 σ'_m : 平均有効応力、(0)は地盤の初期の値を示すものであり、 κ_s 値より求められる)

以上より

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2G} \dot{\epsilon}_{ij}^e + \frac{\kappa}{(1+e)\sigma'_m} \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{ij} + C_{01} \frac{\Phi'(F)}{\sigma'_m} \frac{\eta^*_{ij} - \eta^*_{ij(0)}}{\bar{\pi}^*} + C_{02} \frac{\Phi'(F)}{\sigma'_m} \left(\bar{\pi}^* - \frac{\eta^*_{ij} - \eta^*_{ij(0)}}{\bar{\pi}^* \sigma'_m} S_{ij} \right) \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_{ij} \quad (7)$$

($C_{01} = 2B$, $C_{02} = 3A + 2B$, G : 弾性せん断定数, κ : 膨潤指数)

$$\Phi'(F) / \sigma'_m = \exp[m_0 (\bar{\pi}^* - \bar{\pi}^*_{s0})] \quad (8)$$

であり、 $\bar{\pi}^*_{s0}$ はひずみ硬化関数より決まる。その他詳しくは文献(8)を参照して下す。

正規圧密粘土の構成式としては、岡²⁾、岡・足立・丹下³⁾によるものを用いた。

3.解析結果 解析に用いた材料定数及び地盤モデルは表-1と図-1にそれぞれ示されている。図-2には有限要素メッシュを示してある。図-3は鉛直方向の応力の増分と発生過剰間隙水圧の関係を示している。Case Aでは40日くらいで圧縮点が見られるのに対し、下層が過圧密であるCase Bでは、やや遅く70日くらいで圧縮点が見られる。このような $u_w \sim \sigma_v$ 関係に圧縮点が変わるのは、地盤の過圧密によるものと説明されているが、Case Aにおいては、これは粘土の擬似過圧密によると考えられる。全体として σ_v の増加により、 u_w/σ_v は増加する傾向にある。一方、図-4は側方変位と沈下量の関係を示すものである。粘土中央直下の沈下と法尻での側方変位量をプロットしたのが、○印である。図-3中のB_{u1}点と図-4のB_{st}点は対応しており、同様傾向が実験において、Tavenas¹⁾によって見い出されている。一方、Case Bにおいては、 $u_w \sim \sigma_v$ 曲線が折れ曲がる時刻は少し遅れる。図-5は間隙水圧と側方変位量との分布を示しているが、正規圧密地盤の方が、Case Bにくらべ分布がより均一であることがわかる。Case Bでは側方変位は上層の正規圧密層に着しい。

謝辞 日頃御指導いただいている、岐阜大学宇野尚雄教授及び京都大学足立紀尚助教授に感謝いたします。

4.参考文献 1) Tavenas, F. & S. Leroueil (1980): Canadian Geotechnical Journal Vol.17, No.2. 2) 丹下・岡 (1981); 土木学会年報 III, 3) Adachi, T., F. Oka & Y. Tange (1982), Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. 4) 赤井・田村 (1978); 土木学会論文報告集 No.269 5) Oka, F. (1981)

; Proc. 10th ICSMFE, Vol.1 6) 岡・足立・浅井 (1981); 第16回土工学会研究発表会 講演集 77 7) Oka, F. (1982): Proc. Int. Symp. on Numerical Methods in Geomechanics. 8) Oka, F. & H. Washizu (1981); Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1.

λ	0.231
κ	0.05
C_k^*	0.1
M_m^*	0.865
M_m^*	0.865
M_m^*	1.00
m_n	25.0
m_n	5.0
C_n	0.100×10^{-11} (1/sec)
C_{10}	0.100×10^{-9} (1/sec)
C_{20}	0.100×10^{-10} (1/sec)
G'	300
k_0	0.5 (N.C)
	1.0 (O.C)
e_0	1.5
Δt	8 (hours)
k_q	1.16×10^{-10} (m/sec)

Table-1

Case.A		Case.B	
0	$\sigma_{22}(0)=1.00$ (kgf/cm ²)	0	$\sigma_{22}(0)=1.00$ (kgf/cm ²)
N.C	$G(0)=20$ (kgf/cm ²)	N.C	$G(0)=20$ (kgf/cm ²)
	$\sigma'_{me}=0.667$ (kgf/cm ²)		$\sigma'_{me}=0.667$ (kgf/cm ²)
5		5	
N.C	$\sigma_{22}(0)=2.00$ (kgf/cm ²)	N.C	$\sigma_{22}(0)=2.00$ (kgf/cm ²)
	$G(0)=28$ (kgf/cm ²)		$G(0)=35$ (kgf/cm ²)
	$\sigma'_{me}=1.333$ (kgf/cm ²)		$\sigma'_{me}=3.00$ (kgf/cm ²)
34		34	
(m)		(m)	
			O.C.R=1.5

Table-2

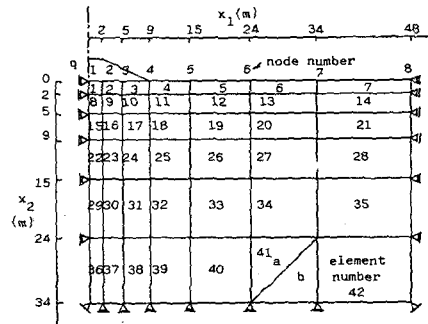


Fig.1

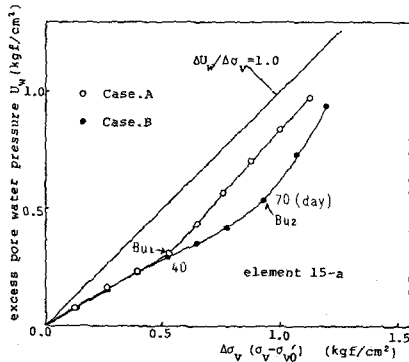


Fig-2

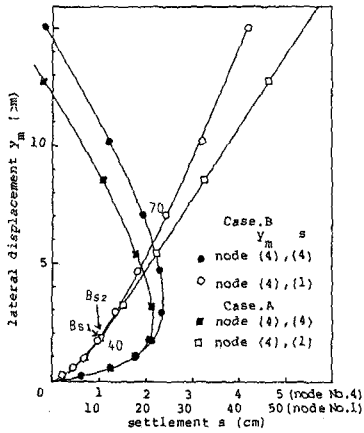


Fig-3

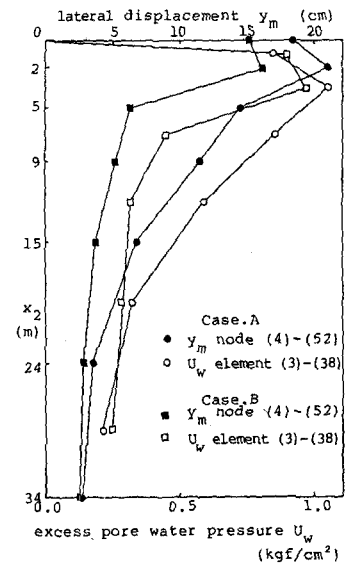


Fig-4