

1. はじめに

盛土建設中における基礎粘土地盤中の変形—間隙水圧挙動については数多くの計測例や解析的研究が行われてきており、弾塑性構成式や弾粘塑性構成式による数値解析法によってかなりの予測が可能となってきた。本研究では、鋭敏な粘土地盤上に盛土を建設した場合の盛土基礎粘土地盤の挙動を弾粘塑性構成式を用いて解析を行った。特に、盛土建設終了後においても間隙水圧の増加現象が観測されるのが特徴であり、このような現象は、Mitchell<sup>1)</sup>によってSuprising soil behaviorとして取り上げられたように、古くから知られてい現象であるが、その原因については構造の崩壊などが原因として考えられているが、構成式を用いた解析によって説明されることは少なかった。このような現象は応力—ひずみレベルで見るときには軟化現象として捕えることができることも指摘され初めている<sup>2)</sup>。本報告では、この現象をを取り上げ、弾粘塑性構成式を用いた有限要素法による解析によりこのような間隙水圧の増加が予測可能であることを報告するものである。

2. 弾粘塑性構成式

解析に用いた構成式は足立—岡による弾粘塑性構成式を拡張したものである。<sup>3)</sup> 表—1に解析用パラメーターの一部を示す。

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1}{2G} ds_{ij} + \frac{\kappa}{3(1+e)\sigma'_m} d\sigma'_m \delta_{ij} \quad (1) \quad \frac{d\epsilon_{ij}^p}{dt} = \Phi_2 \langle \Phi_1(F) \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (2)$$

$$\Phi_1 = \exp \left[ m' \left( \eta^*_{(e)} - v^p (1+e) / (\lambda - \kappa) \right) \right],$$

$$\eta^*_{(e)} = \left\{ (\eta_{ij} - \eta_{ij(e)}) (\eta_{ij} - \eta_{ij(e)}) \right\}^{1/2}, \quad \eta_{ij} = s_{ij} / \sigma'_m,$$

$s_{ij}$ : 偏差応力テンソル、 $\sigma'_m$ : 平均有効応力、 $\eta_{ij(e)}$ : 過圧密境界面に関するパラメーター、 $\Phi_2 = C$

$$\langle \Phi_1 \rangle = \Phi_1 (F \geq 0), = 0 (F < 0)$$

$$F = (f - \kappa_s) / \kappa_s, \quad F = 0; \text{ 静的降伏関数}$$

全ひずみ増分は弾性ひずみ増分粘塑性ひずみ増分の和として次式であたえられる。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (3)$$

構成式には $m'$ と $C$ の二つの粘塑性パラメータを含むが、本報告では、パラメータ $C$ を塑性体積ひずみに関する非線形パラメーターと考えた。室内試験及び現場データとの対比によって、応力経路が初期降伏局面の外側に飛び出すと急激にひずみの発生量が大きくなることが知られている。このような現象を構成式から把握するため、せん断変形履歴を受けた供試体と受けない供試体について非排水三軸試験を行った結果、粒子構造の崩壊の効果はパラメータ $C$ の増加と $m'$ の増加をともなうことが明らかとなった<sup>4)</sup>。提案構成式では硬化パラメーターを塑性体積歪みとしていることから、応力経路が限界局面の外にでることを塑性体積歪みがある限界値に達したと考えた。次のように、 $c$ の値を決定した。

$$C = C_0 : V^p < V_0, \quad C = C_0 \times 500 : V^p \geq V_0. \quad V^p: \text{ 塑性体積ひずみ}$$

$$\text{深さ } 3 \text{ m まで } V_0 = 0.45\% \quad \text{深さ } 3 \text{ m 以深 } V_0 = 0.36\%$$

3. 圧密変形解析と解析結果

解析対象とした盛土基礎粘土地盤はSt. Albanでの盛土基礎地盤(D)とりあげた。詳しい盛土に関するデータは文献を参照されたい。<sup>5)</sup> 図—1は有限要素メッシュをしめす。載荷は段階的に16日で行われた。図—2, 3は $C$ が塑性体積ひずみに依存するとした場合である。沈下—時間及び間隙水圧—時間関係に関して、実測値と計算値はよい一致を示しているが、 $c$ を一定とした場合は、建設直後から間隙水圧の減少が始まり計測値の傾向を説明できていない。側方変位や他のデータについては当日発表する予定である。なを本研究はLaval大学Tavenas, Leroueil教授との共同研究の一部である。参考文献1) Mitchell, J.K. (1986). J. Geotech. Engng., ASCE, Vol. 112, No. 3. 2) Kabbaj, M., F. Tavenas, S. Leroueil (1988): Geotechnique 38, 1, 83-100. 3) Adachi, T. F. Oka (1982), Soils and Foundations, Vol. 22 No. 4, pp. 57-70. 4) 岡他, 自然粘土のせん断特性に与える乱れの影響, 土木学会第44回年講(平成元年). 5) Tavenas, F., C. Chapeau and P. La Rochelle (1974), Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11-1, pp. 109-141.

$\gamma = 1.86 \text{ tf/m}^3$  (fill density)

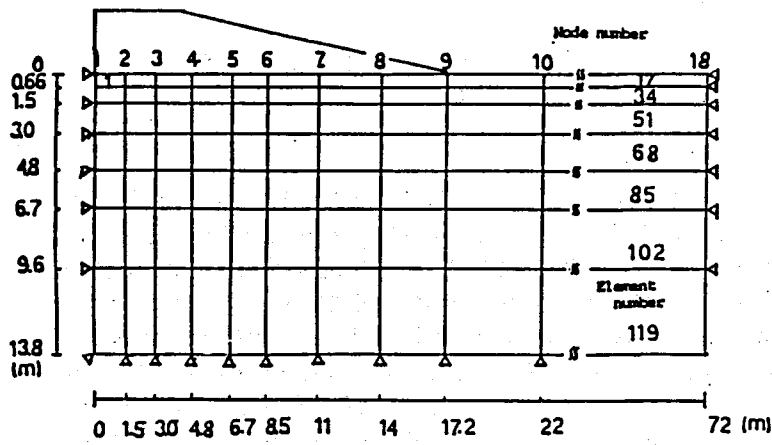


表-1 解析用パラメーター

$\phi'$	30度
$\mu'$	0.980
$\kappa$	$0.0045(1+e)$
$m'$	17.8
$k_{cm}$ (m/sec) (透水係数)	$2.5 \times 10^{-8}$
$K_0$ 値 (初期応力比)	0.8
$K_0$ (正規圧密 領域)	0.5
$C_\alpha$ (1/sec)	$2.95 \times 10^{-15}$

図-1 有限要素メッシュ

間隙水圧 (kgf/cm<sup>2</sup>)

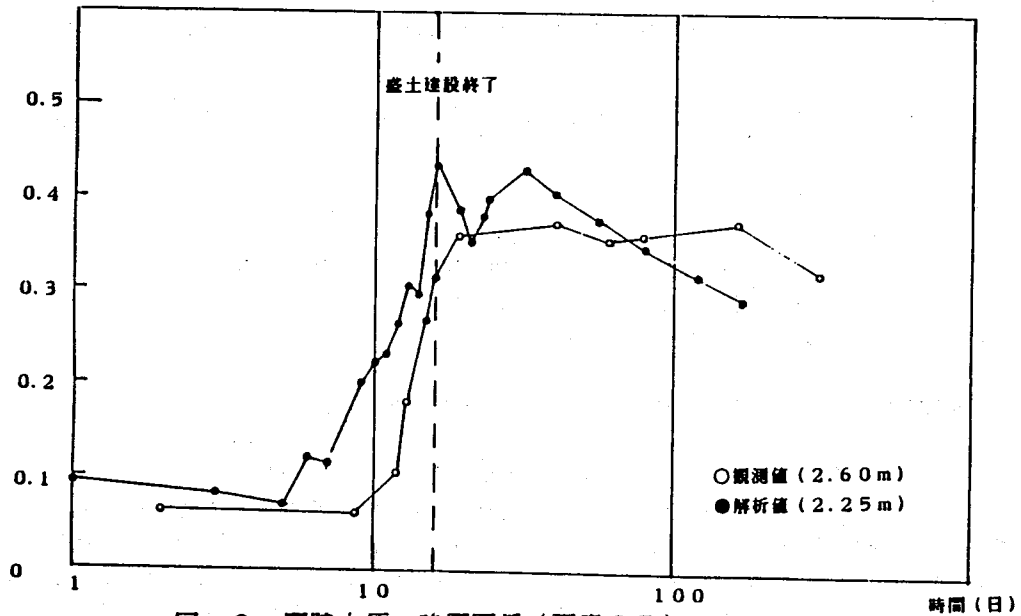
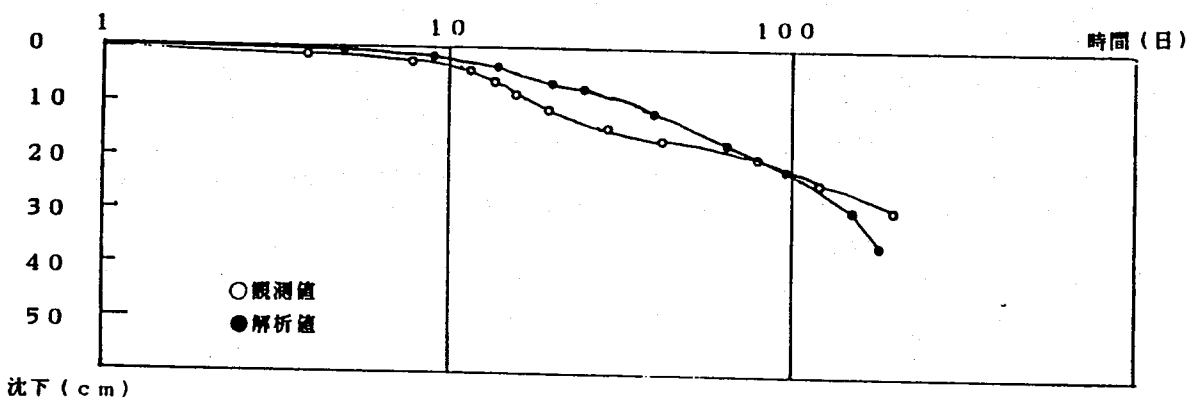


図-2 間隙水圧-時間関係 (要素35)



沈下 (cm)

図-3 沈下-時間関係 (盛土中央表面)