

弾性状態における砂の応力・ひずみ挙動

名古屋工業大学大学院 学生会員 ○ 檜尾正也
 名古屋工業大学 正会員 中井照夫
 名古屋工業大学大学院 学生会員 星川拓哉
 名古屋工業大学 学生会員 三輪時弘

1. はじめに

従来から土質材料の弾性挙動はフックの弾性式を用いて表現されていたが、この式ではFig.1の様な非排水の繰返し試験で除荷時(弾性時)の有効応力の減少を説明することはできない。そこで弾性式を修正応力 t_{ij} を用いて定式化を試みた。この修正応力 t_{ij} は、現在提案している弾塑性構成モデルで用いられている応力であり、弾性式を t_{ij} を用いて表現することにより、弾性部分と塑性部分が同じ修正応力を用いて表わせることになる。また、排水繰返し試験で得られた結果と提案式およびフックの式を用いた解析実験結果との比較検討を行った。

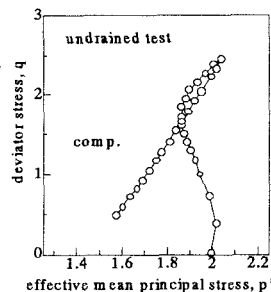


Fig.1 非排水繰返し時の有効応力経路図

2. 弾性状態の定式化

従来の弾性式は(1)式であらわされるが

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (1)$$

提案式では応力増分 $d\sigma_{ij}$ を dt_{ij} にかえ(2)式のように表現する。

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e^*}{E_e^*} dt_{ij} - \frac{\nu_e^*}{E_e^*} dt_{kk} \delta_{ij} \quad (2)$$

ここに、 $t_{ij} = \sigma_{ik} a_{kj}$ であり、また a_{ij} は $a_i = \sqrt{\frac{J_3}{\sigma_i J_2}}$ (J_2, J_3 は応力

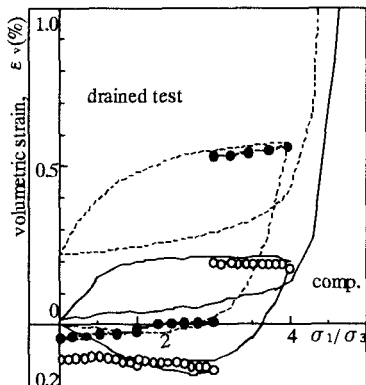


Fig.2 体積ひずみ～応力比関係図

の二次、三次の不変量、 σ_i は主応力) を主値とする対称テンソルである。そして、等方状態では、 $dt_{kk} = \frac{1}{\sqrt{3}} d\sigma_{II} = \sqrt{3} \cdot dp$ であるから、次式が成り立ち

$$d\epsilon_v^e = \frac{1-2\nu_e^*}{E_e^*} dt_{kk} = \frac{\sqrt{3}(1-2\nu_e^*)}{E_e^*} dp \quad (3)$$

等方圧密除荷時の体積ひずみ増分が平均応力のべき算¹⁾ で与えられるので、次式が成り立つ。

$$d\epsilon_v^e = C_e \cdot m \cdot p^{m-1} \cdot dp \quad (4)$$

(3)式と(4)式から E_e^* は次式で与えられることになる。

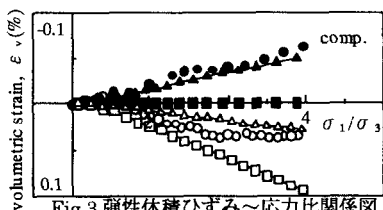
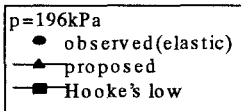


Fig.3 弾性体積ひずみ～応力比関係図

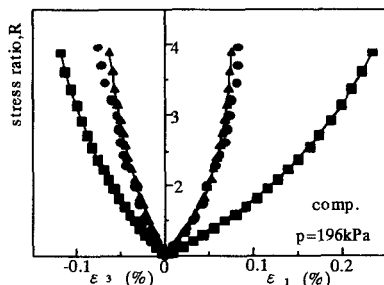


Fig.4 p一定での応力比～弾性主ひずみ関係図

$$E_e^* = \frac{1}{\sqrt{3}} E_e = \frac{\sqrt{3}(1-2\nu_e^*)}{C_e \cdot m \cdot p^{m-1}} \quad (\nu_e^* = \nu_e) \quad (5)$$

3. 解析結果および実測値との比較

Fig.2 は排水の p 一定および t_N 一定の繰返し試験の応力比～体積ひずみ関係であり、弾性部分と考えられる小さな振幅の除荷部分をプロットで示してある。この弾性部分を取り出して連続的につないだものが Fig.3 の●と○でプロットされたものである。Fig.4 および Fig.5 はそれぞれ p 一定、 t_N 一定での応力比～弾性主ひずみ関係の図である。また、Fig.2～Fig.5 において、●および○のプロット

は p 一定および t_N 一定での実測値であり、▲および△の曲線は提案式による p 一定および t_N 一定での解析結果、■および□の曲線は非線型フック則による p 一定および t_N 一定での解析結果である。なお、解析に用いたパラメーターは $C_e=0.60 \times 10^{-2}$ 、 $m=0.3$ 、 $\nu_e^*=\nu_e=0.3$ である。Fig.3 において、試験結果では応力比の増加に伴い p 一定では体積膨張また t_N 一定では体積圧縮が見られる。この図から、フックの弾性式では t_N 一定での体積圧縮は表現できるが p 一定での体積膨張を表現できないことがわかり、一方提案式では t_N 一定での体積圧縮だけでなく p 一定での体積膨張も適切に表現できている。また Fig.4, Fig.5 から、フックの弾性式ではひずみを過大に表現し適切でないことがわかる。一方、提案式では実験値を適切に表現していることがわかる。

また、提案式に基づいた平均応力一定、軸圧一定、側圧一定の解析結果を Fig.6～Fig.9 に示す。Fig.6 は三軸圧縮での応力比～弾性体積ひずみ関係であり、Fig.7 は三軸伸張でのものである。また同じように、Fig.8, Fig.9 はそれぞれ圧縮、伸張条件での弾性主ひずみ～応力比関係の図である。そして、実線は平均応力一定、破線は軸圧一定、一点鎖線は側圧一定である。これらの結果は既報の試験結果²⁾とよく対応している。

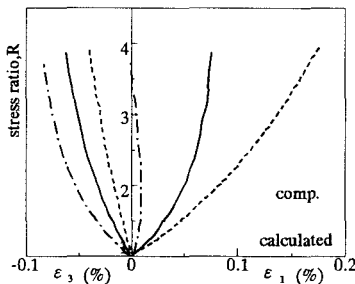


Fig.8 三軸圧縮条件での
応力比～弾性主ひずみ関係図

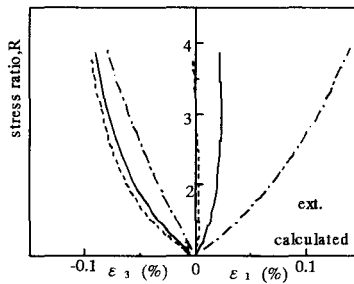


Fig.9 三軸伸張条件での
応力比～弾性主ひずみ関係図

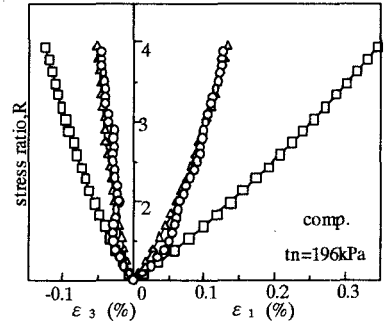


Fig.5 t_N 一定での応力比～弾性主ひずみ関係図

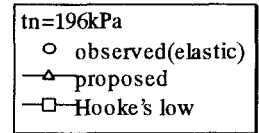


Fig.6 三軸圧縮条件での
弾性体積ひずみ～応力比関係図

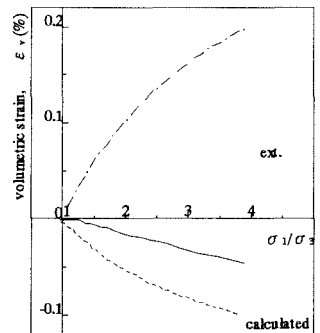
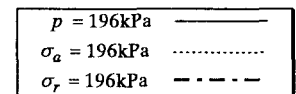


Fig.7 三軸伸張条件での
弾性体積ひずみ～応力比関係図



〔参考文献〕 1) T. Nakai(1989): An Isotropic Hardening Elastoplastic Model for Sand Considering the StressPath Dependency in Three-Dimensional Stresses, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.119-137.

2) 中井照夫・日野英則(1980): 弾性状態にある砂の応力・ひずみ関係, 名古屋工業大学学報, Vol.32, pp.287-296.