

(株) 黒岩測量設計 正会員 ○川浦文子
金沢工業大学工学部 正会員 外崎 明
東海大学工学部 正会員 杉山太宏 赤石 勝

1. まえがき

粘性土の応力ひずみ強度関係を的確に予測しうる代表的弾塑性構成式の一つとして CamClay モデルは、高く評価されている¹⁾。しかし、CamClay モデルを用いて静止土圧係数 K_0 値を予測すると実測値と異なることが多い。一次元圧縮条件下における応力ひずみ関係として CamClay モデルには、不具合な点が存在することになる。CamClay モデルを用いた有限要素法(FEM)によって軟弱地盤の圧密変形解析を実施する場合、地盤内の初期応力状態を設定するため静止土圧係数 K_0 値を利用するが、静止土圧係数と構成式から得られる初期応力状態との整合性がとれない。したがって、変形解析結果は、実際の地盤内有効応力変化と全く異なる有効応力変化に対する変形を示している可能性がある。この報告は、実際の K_0 圧密試験結果に適合するような CamClay モデルの修正について検討している。

2. 試料および実験方法

千葉県柏市で採取した沖積粘土を用いて K_0 圧密試験を実施した。試料の物理的性質は、土粒子の比重 2.64、塑性指数 $I_p=61.5$ 、粘土分 47%、シルト分 38%、砂分 15%である。液性限界以上の含水比で練り返した試料を大型一次元圧密試験に詰め、圧密荷重 $0.4\text{kgf/cm}^2(39.2\text{kPa})$ で圧密した後、粘土塊から直径 5cm、高さ 13.5cm の円柱供試体を成形し、供試体側面に圧密促進用のドレーンペーパーを巻いて K_0 圧密試験機にセットした。 K_0 圧密試験は、軸圧荷重後側方変位が発生しないように側圧を制御して実施した。軸圧は 48 時間間隔で段階的に載荷し、所定の軸圧で K_0 圧密終了後非排水せん断試験を実施した。また、 K_0 圧密試験中は $1\text{kgf/cm}^2(98.1\text{kPa})$ のバックプレッシャーを載荷し、三軸室内の水温は $20 \pm 1^\circ\text{C}$ に保った。

3. 実験ならびに計算結果と考察

3.1 Atkinson法による K_0 値の推定と実測値との比較

Atkinson 法では、 K_0 値の決定にあたり式(1)に含まれる定数の他にポアソン比 ν が必要である。そこで、 K_0 値を仮定し式(2)からポアソン比 ν を求めた後、Atkinson 法で求めた K_0 値が仮定した K_0 値と等しくなるまで繰返しポアソン比 ν を変化させて K_0 値を決定した。 K_0 値推定に必要な柏粘土の土質定数は、 $\lambda=0.20$ 、 $\kappa=0.03$ 、 $\phi'=36.5^\circ$ 、 $\nu_0=2.46$ ($p'_0=98.1\text{kPa}$)である²⁾。

$$K_0 = f(\lambda, \kappa, \phi', \nu_0, p'_0) = 0.68 \quad (1)$$

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (2)$$

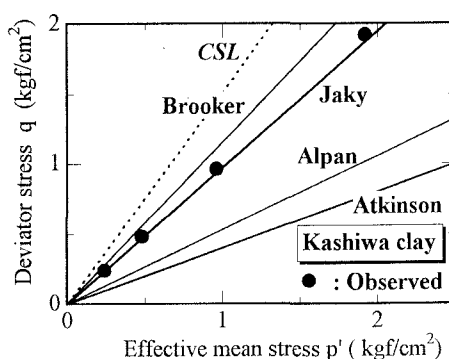


Fig.1 Effective stress path for K_0 consolidation

実測された柏粘土の K_0 値は 0.40 である。また、塑性指数 I_p を利用する Alpan 式では $K_0=0.61$ 、Jaky の経験式では $K_0=1-\sin \phi'=0.41$ である^{3),4)}。Fig.1 は K_0 圧密試験における有効応力経路である。Jaky 式の推定

キーワード：静止土圧係数、粘性土、構成式、FE 解析

連絡先：〒259-1201 平塚市北金目 1117 東海大学土木工学科 TEL 03-3202-8122 FAX 03-3204-4839

が実測値に近く、弾塑性構成式修正 CamClay モデルに基づく Atkinson 法では、実測値よりかなり過大な K_0 値を予測している。

3.2 弾塑性FE解析

K_0 圧縮に関する弾塑性 FE 解析結果を実験結果に近づけるため、CamClay モデルの塑性ポテンシャル Q を式 (3) のように変形した。

$$Q = 3(1-\mu)^2 \bar{\sigma}^2 + \mu^2 M^2 \left[(\sigma'_m + \mu p'_0)^2 - p_0^2 (1-\mu)^2 \right] \quad (3)$$

ここに、 $\bar{\sigma}^2$ は偏差応力の第二不変量、 σ'_m は平均有効応力、 p_0 は降伏面のサイズパラメーター、 M は限界状態線 (CSL) の勾配である。式 (3) に新しく導入した定数 μ の値の変化によって、楕円の形状が Fig.2 の実線で示すように変化する。式(3)の定数 $\mu = 0.5$ とすれば、塑性ポテンシャル Q は修正 CamClay モデルに一致する。この報告の検討では、降伏関数を修正 CamClay モデルと同じにしているので、定数 $\mu \neq 0.5$ では非関連流動則を採用したことになる。

K_0 圧密試験から得られた柏粘土の K_0 値($=0.4$)を用いて初期応力を設定し、式(3)に示した塑性ポテンシャルを用いた弾塑性 FE 解析によって K_0 圧縮の再現計算を実施した。塑性ポテンシャルの定数 μ の値によって変化する K_0 圧縮時の有効応力経路を Fig.3 に示した。 $\mu = 0.5$ とした修正 CamClay モデルの有効応力経路は、実験結果と大きく異なっている。そこで、弾塑性 FE 解析による K_0 圧密時の有効応力経路が実験結果に一致する定数 μ の値を試行錯誤によって求めたところ、 $\mu = 0.573$ で Fig.3 に実線で示した有効応力経路となった。静止土圧係数 K_0 は、Jaky の経験式から求められると仮定し、Fig.3 と同じ試行錯誤法で静止土圧係数 K_0 値と塑性ポテンシャル μ の関係を求めた結果が Fig.4 である。 K_0 値の大きな土ほど修正 CamClay モデルを更に修正するための塑性ポテンシャル μ の値を大きくする必要性が Fig.4 より明かである。

4. 結 言

修正 CamClay モデルから得られる静止土圧係数 K_0 値は、実測値と大きく異なる。塑性ポテンシャルの修正で実測値に適合させることは可能であることを示した。しかし、载荷前の初期応力状態と载荷後の地盤の変形挙動の実際に CamClay モデルが正確に対応しているか大きな問題がある。

参考文献

1) P.W.Mayne : Proc. of ASCE Vol.106, GT11, 1980. 2) Atkinson.J.H. : Foundations and Slopes, McGraw Hill Ltd., 1981. 3) Alpan,I. : Soils and Foundations,Vol.7, No.1, 1967. 4) Jaky J. : Talajmechanika, J.Hungarian Arch. & Eng., Budapest, 1944. 5) Brooker E.W. et al : Canadian Geotechnical Journal, Vol.2, No.1, 1965.

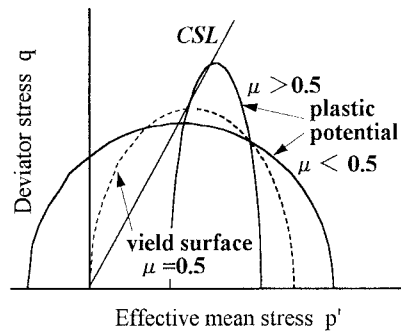


Fig.2 Plastic potential

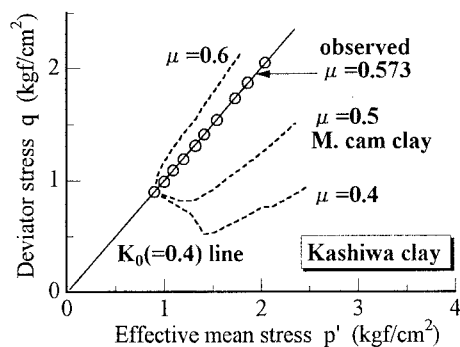


Fig.3 Effective stress path under K_0 consolidation

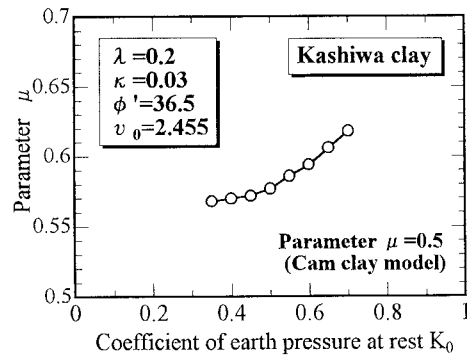


Fig.4 Relations of K_0 & μ