

京都大学工学部 正会員 赤井 浩一
同 同 佐野 郁雄
熊谷 組 同 小西 真治

1. 序 最近、原位置調査法の進展により、静止土圧係数 (K₀ 値) をもとに地盤の地質工学的特性を判定する方法が脚光を浴びており、たとえばわが国においても S B P による海底地盤の調査が試みられるようになった。前報^{1) 2)} までに、大阪上部洪積層粘土の擬似過圧密特性に関連して遅延圧密土の一次元変形挙動を考察し、二次圧密中における K₀ 値の増大を状態境界面の概念により理論的に推定した。今回はその実験的検証の結果を示すとともに、K₀ 圧密粘土の一次圧密・二次圧密および非排水せん断における応力とひずみについて若干の検討を行うことにする。

2. 飽和粘性土の長期圧密試験

図-1 はカオリン粘土試料 (LL=103.5%, PI=65.9%) の約 10 日間にわたる長期圧密試験の間隙比-時間(対数)曲線と圧密中の側圧の変化を示したものである。後者の記録をとるために、実験には K₀ 圧密三軸試験装置を用い、一定の軸圧下 (図の例では $\sigma_v = 0.1 \rightarrow 1.6 \text{ kgf/cm}^2$) で供試体 (直径

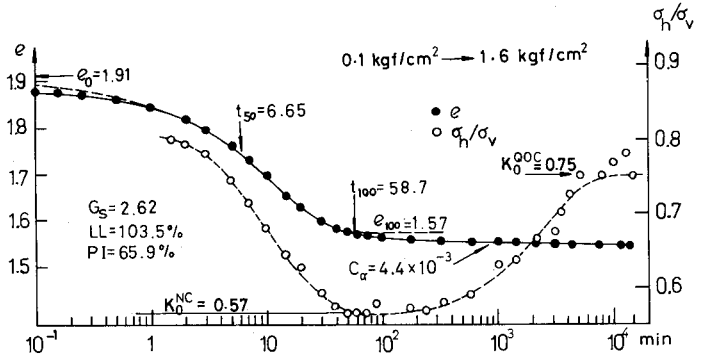


図 - 1

35 mm, 高さ 39 mm) の側方ひずみを生じさせないように制御された側圧を計測している。

一次圧密期間中の側圧は過剰間隙水圧を含んだ全応力 σ_h であり、時間とともに減少して一次圧密終了時には最小値をとる。この時点で $\sigma_h = \sigma_h'$, $\sigma_v = \sigma_v'$ となっているから、これより静止土圧係数を算出すると $K_0^{N0} = 0.57$ が得られる。以前の研究³⁾ で一次圧密期間中 K₀ 値はほぼ一定であることが知られているので、図-1 の一次圧密の全期間を通じて上記の値が保持されるものと推定される。それ以後は二次圧密の領域となり、応力はすべて有効応力になっているとして側圧の変化をそのまま静止土圧係数の変化とみなすことができる。図によると、二次圧密期間中に静止土圧係数は著しく増加し、最終的には $K_0^{Q0} = 0.75$ にも達する。また、間隙比-時間曲線の特性としては、二次圧密に入つた直後 K₀ 値が増大しようとする時点でほぼ一定の勾配 α となり、これがかなり長く続くが、K₀ 値がほとんど上限に達してしまふと間隙比-時間曲線は上に凹となり、一次元圧密が収束に向かう傾向がみられる。前報²⁾ で述べたように、二次圧密では排水クリープによる土要素の形状変化が時間的に進行するが、側方変位が拘束されているので鉛直ひずみ ϵ_v がそのまま体積ひずみ ϵ_{v01} となる。この ϵ_{v01} の時間的な増大は当然平均有効応力 $\sigma_m' (= p)$ の増大をもたらすが、鉛直方向応力 $\sigma_v' (= \sigma_v)$ は一定であるから水平方向応力 $\sigma_h' (= \sigma_h)$ が増加し、主応力差 $\sigma_v - \sigma_h = q$ は減少する。結局、二次圧密期間中は p が増加、q が減少し、これにより K₀ 値および (擬似) OCR の増大が起こるものと説明することができる。

3. K₀ 圧密における応力とひずみ

一般に、円筒形土要素の軸ひずみ ϵ_v は (平均ひずみ)(偏差ひずみ)

$$\epsilon_v = \frac{\epsilon_{v01}}{3} + \frac{2}{3}(\epsilon_v - \epsilon_h) = \frac{v}{3} + \epsilon \quad (1)$$

で与えられる。 K_0 条件下では、一次圧密と二次圧密のいかんを問わず、

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_v + 2\varepsilon_h = \varepsilon_v + 0 = \varepsilon_v \quad (2)$$

により、先述のように軸ひずみ ε_v が体積ひずみ ε_{vol} に等しいが、もちろんこれは決して K_0 条件下で偏差ひずみがないという意味ではない。いま、軸ひずみ ε_v をひずみの成分に分けると、平均ひずみ $v/3 = \varepsilon_{vol}/3$ と偏差ひずみ $\varepsilon = 2/3 \cdot (\varepsilon_v - \varepsilon_h) = 2/3 \cdot \varepsilon_v = 2/3 \cdot \varepsilon_{vol}$ の比は

$$v/3 : \varepsilon = 1 : 2 \quad (3)$$

となる。すなわち、 K_0 圧密の全期間中、発生している軸ひずみ ε_v の中の $1/3$ が平均ひずみ $v/3$ であり、 $2/3$ が偏差ひずみ ε である。一次圧密期間中に式(3)が成立することは、以前の実験で検証されている。³⁾

これらのひずみの原因となつている応力の面から考えると、直接的には平均ひずみ $v/3$ は平均有効応力 $p = \sigma'_m$ によつて生じ、偏差ひずみ ε は主応力差 $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ によつて生ずる。このほかに土質材料では、間接的な対応としてダイレイタンスーによる体積ひずみが無視できない。これは q による $v/3$ の発生を意味している。結局、応力とひずみの対応は、

$$\left. \begin{array}{l} p \\ q \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} v/3 \\ \varepsilon \end{array} \right\} \varepsilon_v (De)$$

であり（実線が直接的、破線が間接的）、この中で p と $v/3$ の関係だけは、時間遅れを伴わないと考えられる。

4. K_0 圧密粘土のせん断における応力とひずみ

図-2に深草粘土（ $LL = 45.5\%$ ， $PI = 23.1\%$ ）の圧密非排水せん断試験（ σ'_m 一定、圧縮・伸張）における応力-ひずみ曲線と有効応力経路を示す。等方圧密試料に比べて K_0 圧密試料の応力-ひずみ関係は、圧縮側においてせん断の初期に顕著な locking 応答となり、ついで応力レベルの上昇とともにいつたんこれが unlock されるや完全塑性体のようにふるまう脆性クリーブを示す。このことは(b)図の有効応力経路の特性にもよく現われており、当初 p 軸に垂直（non-dilatant）であつたものが、降伏点（間隙水圧の変相点）以後は一転して p 軸に平行（左向き）になつて破壊点に到達する。破壊線の傾きは等方圧密試料のそれと大差はない。結論として、 K_0 圧密試料は圧密中に経験したせん断履歴のため、その後のせん断に対して一種の擬似過圧密特性⁴⁾を示すのであり、このことは構造物基礎としての自然地盤の安定解析において、先行せん断応力による余剰強度の減少とともに十分考慮しておくべき特性であるといわねばならない。

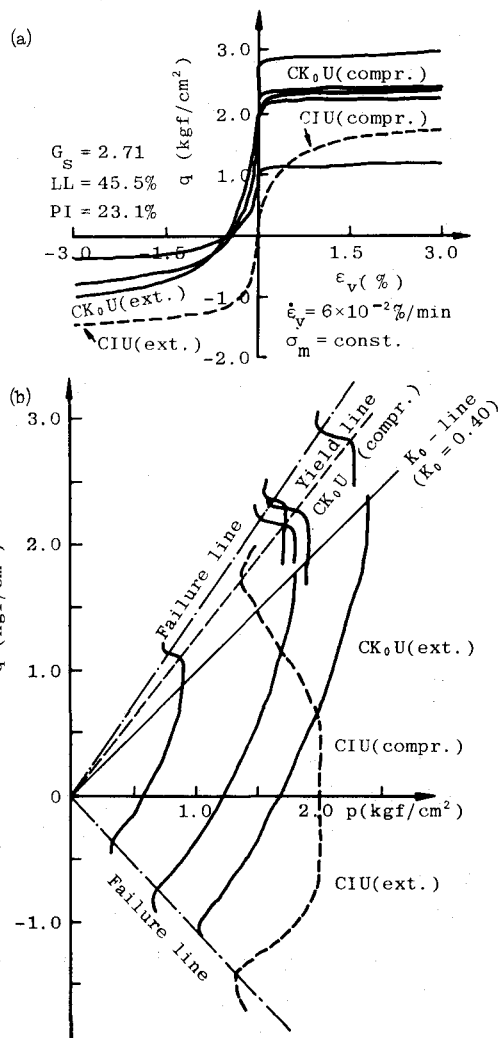


図 - 2

参 考 文 献 1) 赤井・佐野：土木学会第35回年次学術講演会講演概要集，Ⅱ-38，1980，p.75

2) 赤井・佐野：土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，Ⅱ-71，1981，p.140

3) 赤井・足立：土木学会論文集，Ⅱ113，1965，p.11

4) Pender：Proc. Specialty Session 9, 9th Intern. Conf. SMFE, 1977, p.213