

III-54

二次圧密中に K_0 値は変化するか?

西田本工業大学 正 安原一哉

① 緒言 土質材料が K_0 状態で長時間地盤を続けること、これによって構成される地盤は、繰成作用や繰成作用によって次第に劣化していきと考える。では、一体この広狭の二次圧密(繰成圧密)過程において、静土圧係数はどうなるであろうか。このことは単にサイエンスとしての関心に止まらず、液状土や堆積軟弱の初期応力設定や地下構造物の工圧算定などに関わる重要な問題の1つである。この疑問に関する興味深い報告が Schmentmann¹⁾ によって最近なされている。その内容は欧米の40名の土質工学者に対し、“二次圧密中に K_0 値はどうなるか。”という質問を投げかけ、それを集約したところ、回答の32のうち約半数が“増加する”、 $1/4$ が“減少する”、残りの $1/4$ が“一定不変”と答えたというものである。その上、期を一にするかのように、“ K_0 値は二次圧密中に増大する”という室内三軸試験結果が大河内や赤井らによって報告された。この問題は先述のように、土質工学上極めて重大な意味をもつと思われるので、今少し詳しくこのことについて若干のデータに基づいて論じてみる。

② 二次圧密中の応力状態

K_0 圧密における変形は、圧密過程における応力状態の変化と深く関わっていることは、赤井・足立²⁾ によって詳しく調べられている。では、二次圧密中においてはどうであろうか。もし、 K_0 値が二次圧密中に変化するとすれば、変形を支配する平均有効主応力 $p' = (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$ と軸差応力 $q = \sigma_v' - \sigma_h'$ もそれに伴って変化する。このことをまとめたものが表-1である。二次圧密における変形は一種の711-7°変形であるから、この立場に立つとき、 p' の変化は体積711-7°、 q の変化は偏差711-7°に影響をもたせることになる。表-2はこのことをまとめたものであり、結局表-1、表-2を総合して判断すると、 K_0 値が増加すると体積711-7°を増加させ、偏差711-7°を減少させる結果になりそうである。

③ 二次圧密後のせん断挙動 図-1は三軸 K_0 圧縮試験に先立つ圧密過程において K_0 値が二次圧密中に (a)一定、(b)増加する、(c)減少する、三つの場合についてその後の非排水せん断時のストレス・パスがどうなるか、その可能性を示したものである。まず、 K_0 値が二次圧密中に増加するとき、二次圧密をうけた後、非排水せん断時のストレス・パスは図-1に示すようにいくつかの可能性が考えられるが、一次圧密を受けた土の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{一次}}$ を下回る可能性は少ないように思われる。これに対し、 K_0 値が減少するとき、その後のストレス・パスによっては破壊時には $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{一次}}$ を下回る可能性がある。従って、 K_0 値が二次圧密中に変化するかどうかは単に永久構造物の土圧のみでなく、地盤の強度にも深く関わる問題であることがわかる。このことを少し別の角度からながめてみよう。

表-1 K_0 圧密時の応力状態

Coef. of earth pressure at rest K_0	Mean effective principal stress $(\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$	Deviator stress $\sigma_v' - \sigma_h'$
Increase	Increase	Decrease
Constant	Unchanged	Unchanged
Decrease	Decrease	Increase

表-2 K_0 圧密中の応力と変形の要因

	During dissipation of pore-water pressure	After dissipation of pore-water pressure
$p = (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$	Consolidation	Volumetric creep
$q = \sigma_v' - \sigma_h'$	Dilatancy	Shearing creep

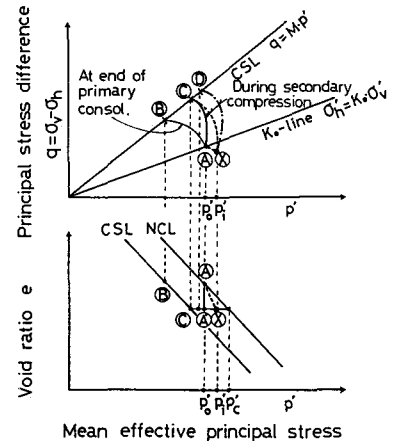


図-1 二次圧密土の $e-p'-q$ 関係

モル・クローンの破壊基準によると、圧密による非排水せん断強度増加率 m は

$$m = \frac{s_u}{p} = \frac{[K_0 + (1 - K_0)A_f] \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \text{ -----(1)}$$

によって与えられる。上式をもとに、一次圧密終了時において、中程度の鉄線粘土として $A_g = 0.75$ を仮定し K_0 値と m との計算結果を図-2 に示している。二次圧密を受けたのち同一試料の中は変わらず、 $A_g = 0.50$ に低下したときの計算結果も同じ図-2 に示している。これによれば、 K_0 値が二次圧密中一定ならば、例えば、図-2 の $\overline{P}'$ を m とするで m は若干 (0.04) 上昇する。また、仮に二次圧密を受け破破壊時の A_g が変わらないとすると、 m はせいぜい 0.028 ($\overline{P}'$ 112) である。これに対し、 A_g が減少すると、 P から R' に達し、 m は 0.11 上昇することになり非排水強さは載荷量の 1 割を阻止する結果となる。一方、図 10 は示していないが、二次圧密中に K_0 値が減少するときは、 K_0 値が増加するときとは逆の傾向になる。例えば、 $K_0 = 0.50 \rightarrow 0.35$ へ減少したとすると $A_g = 0.75$ の場合はおおよそ m は減少し、 $A_g = 0.5$ ならその値は一次圧密終了時とほとんど変わらないことになる。³⁾ 前述のこととは別に著者らは二次圧密を受けた工の非排水せん断強度 S_{u0} は

$$S_{u0} = m p_0 \left(\frac{t_1}{t_0} \right)^{C_u/C_c} \text{----- (2)}$$

によって与えられることを示してきた。上式は、二次圧密による非排水強度の変化に対する K_0 値の影響を説明することはできないけれども、 C_u/C_c 又は C_u 自身が K_0 値の影響を受ける可能性はある。従って、このことを見極めることによって式(2)が K_0 値の影響を考慮しうるかとかかが判明することになる。このことは、しかし、今のところ実験データが不十分なので、今後の課題として残されていると言えよう(図-3、図4参照)。

4. 結言 地下構造物の土を静止土として計算すると、図-4 K₀の圧密試験における有明粘土の挙動
実験値は計算値を上まわるこゝがよくなる傾向。このこゝが変く場合、正しいかどうか不明であるが、長時間圧密を受けた硬質土や軟岩であるならこのことはうなづけないこともない。なほなら、長時間圧密（繰成作用）の過程において、K₀値の上昇によって静止土が拡大したと考えられないだろうか。表題のような問題提起をしたものの著者自身は現在、この自身をもってその傾向に答えられるほどのデータを有していないため、明確に結論付けるには至らなかった。単に理論的可能性を明らかにしただけにすぎないが、実験結果によって裏付けする努力を続けているので将来理論の正否を論ずることができよう。

引用文献 1) Schmertmann, J.H. (1983): A simple question about consolidation, Proc. ASCE, GT1, Vol. 109, No. 1, pp.119-122. 2) 赤井・足立 (1965): 有効応力のみた飽和粘土の一次圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, Vol. 113, pp. 11~27. 3) Yasuhara, K. and S. Ue (1983): Increase in undrained strength due to secondary compression, Soils and Foundations, Vol. 50 - 64. 4) 赤井他 (1982): K₀圧密粘土の圧密とせん断における応力とひずみの考察, 第57年国年学術講演会概要, 土木部, pp 185 - 186.

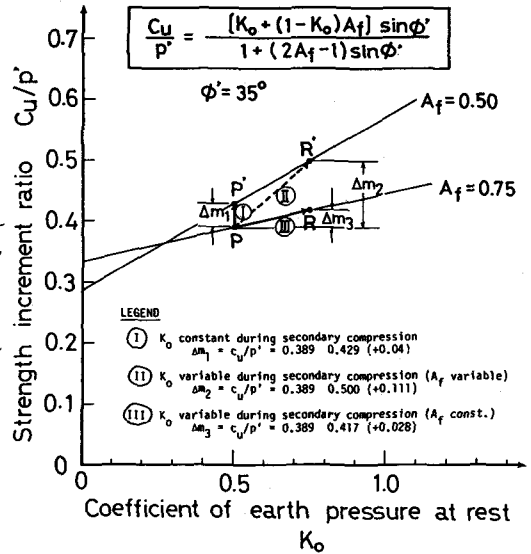


图-2 强度增加比と K_0 値の關係

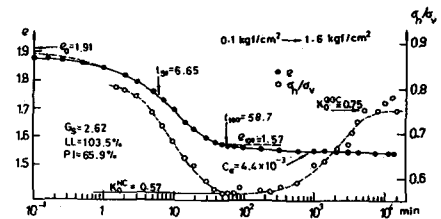
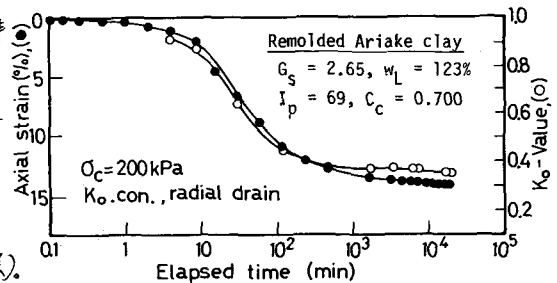


図-3 K.試験における 繰返し粘土の挙動(赤巾⁴⁾)



(2)-4 K_0 圧密試験における有明粘土の挙動