

過圧密粘土の弾性係数と静止土圧

ELASTIC PARAMETERS AND EARTH PRESSURE AT REST OF OVERCONSOLIDATED CLAY

赤石 勝*・外崎 明**・杉山太宏***

By Masaru AKAISHI, Akira TONOSAKI and Motohiro SUGIYAMA

It is generally understood that the most well-known constitutive relations for the overconsolidated clay are based on the theory of isotropic elasticity. When the clay is isotropic linear elastic, the coefficient of the earth pressure at rest is independent of the overconsolidation ratio (OCR). However, most experimental evidences indicate that the value of K_0 varies with OCR.

It is shown that anisotropic elasticity may be considered as one of suitable soil models to predict the horizontal stress of overconsolidated clays. The prediction of the model will be compared with the result of K_0 swelling test.

Keywords: coefficient of earth pressure at rest, isotropic elasticity, axisymmetric anisotropic elasticity

1. まえがき

掘削され過圧密状態にある粘性土斜面は、のり尻に集中する過大せん断応力によって破壊が生じやすいといわれている¹⁾。この過圧密粘性土地盤の地盤内応力の推定には、有限要素法が利用される。有限要素法を用いた一般的弾塑性解析では、過圧密粘性土は弾性体として扱われる。しかしながら、弾性体としての過圧密粘性土地盤の地盤内応力推定の妥当性は、必ずしも十分吟味されていないと思われる。たとえば最も簡単な事例として、 K_0 条件下で除荷された過圧密粘性土の静止土圧係数は、過圧密比の増加とともに増加するが、これは線形等方弾性体では説明できない実験的事実である。より複雑な条件下での過圧密粘性土地盤の地盤内応力の的確な予測には、精緻な弾（粘）塑性構成式が必要と思われる。しかし、過圧密粘土の破壊前の変形はあまり大きないので、地盤内応力も単純弾性解析で予測可能であれば実用的と思われる。

そこでこの報告では、過圧密地盤の地盤内応力推定の第1段階として、 K_0 条件下で過圧密状態にある粘性土の静止土圧係数と弾性係数の関係について考察した。すなわち、 K_0 圧密・吸水膨張試験結果を過圧密粘性土地盤の挙動とみなし、過圧密粘性土を等方あるいは直交異方弾性体と仮定した場合の K_0 値の予測を比較検討した。

2. 弾性係数と静止土圧係数

等方弾性体として取り扱われる過圧密粘土のヤング係数 E は、弾性体積ひずみ v^e の平均有効応力 p' による微分によって得られる体積弾性係数 K を用いて式(1)から求められる。

$$\frac{\delta v^e}{\delta p'} = \frac{\kappa}{(1+e_0)p} = \frac{1}{K} = \frac{3(1-2\nu)}{E} \quad (1)$$

ここに、 K は体積弾性係数、 ν はポアソン比である。

式(1)のポアソン比 ν と静止土圧係数 K_0 の間には次の関係がある。

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

ν を実験によって直接測定することは難しいため、式(2)を用いて K_0 値から ν を推定することが多い。また、過圧密粘土の静止土圧係数は、過圧密比OCRとともに増加することが明らかにされているので、式(2)から

* 正会員 工博 東海大学教授 工学部土木工学科
(〒259-12 平塚市北金目1117)

** 正会員 工修 金沢工業大学講師 工学部土木工学科
(〒921 金沢南区区内野々市町扇が丘)

*** 正会員 工修（株）オオバ技術室技術課
(〒153 目黒区青葉台4-4-12)

得られる過圧密粘土の ν も OCR によって変化することになる^{2),3)}。

円筒座標系で表示された直交異方弾性体の応力-ひずみ関係は、鉛直方向に z 座標（対称軸）、水平方向に r, θ 座標をとると次のようにある⁴⁾。

$$\delta\varepsilon_r = \frac{\delta\sigma'_r}{E_H} - \nu_{HH} \frac{\delta\sigma'_\theta}{E_H} - \nu_{HV} \frac{\delta\sigma'_z}{E_H} \quad (3 \cdot a)$$

$$\delta\varepsilon_\theta = -\nu_{HH} \frac{\delta\sigma'_r}{E_H} + \frac{\delta\sigma'_\theta}{E_H} - \nu_{HV} \frac{\delta\sigma'_z}{E_H} \quad (3 \cdot b)$$

$$\delta\varepsilon_z = -\nu_{HV} \frac{\delta\sigma'_r}{E_H} - \nu_{HV} \frac{\delta\sigma'_\theta}{E_H} + \frac{\delta\sigma'_z}{E_V} \quad (3 \cdot c)$$

ここに、 E_V は鉛直方向のヤング係数、 E_H は水平方向のヤング係数、 ν_{HV} は $\delta\sigma'_r, \delta\sigma'_z$ による鉛直方向のひずみに関するポアソン比、 ν_{HH} は $\delta\sigma'_r, \delta\sigma'_\theta$ による水平方向のひずみに関するポアソン比である。

また、鉛直応力 $\delta\sigma'_z$ による水平方向のひずみに関するポアソン比 ν_{VH} は、 $E_H/E_V = n$ とすれば $\nu_{HV}/E_H = \nu_{VH}/E_V$ より次式で表わされる。

$$\nu_{VH} = \nu_{HV}/n \quad (4)$$

また、静止土圧係数 K_0 は水平方向のひずみをゼロとして、

$$K_0 = \frac{\sigma'_r}{\sigma'_z} = \frac{\nu_{HV}}{1 - \nu_{HH}} \quad (5)$$

より与えられる。直交異方弾性体の場合、等方弾性体のように K_0 値から簡単にポアソン比を求めることはできない。また、直交異方弾性定数と K_0 値の関係を検討した研究もあり多くないようである^{5),6)}。

3. 試料および実験方法

実験用いた試料は、千葉県柏市内で採取した沖積粘土であり、試料の物理的および力学的性質は Table 1 に示すとおりである。

液性限界以上の含水比で練り返した試料を、圧密荷重 2.5 kgf/cm^2 (245 kN/m^2) で一次元圧密した粘土塊から直径 5 cm 、高さ 12.5 cm の供試体を作成し次の圧密試験を行った。いずれの試験も圧密放置期間を 2 日としたが、圧密を促進するため圧密中供試体の上下ならびに半径方向に排水した⁶⁾。

(1) K_0 圧密試験

三軸室を用い、圧密中の円柱供試体に半径方向に変位

Table 1 Physical and mechanical properties of soil.

G_s	w_L (%)	I_p (%)	Grading (%)			ϕ	λ	κ	e_0
			clay	silt	sand				
2.67	103	53	60	35	5	38.0	0.26	0.03	2.03

* e_0 = initial void ratio under isotropic consolidation pressure, 1 kgf/cm^2 (98 kN/m^2)

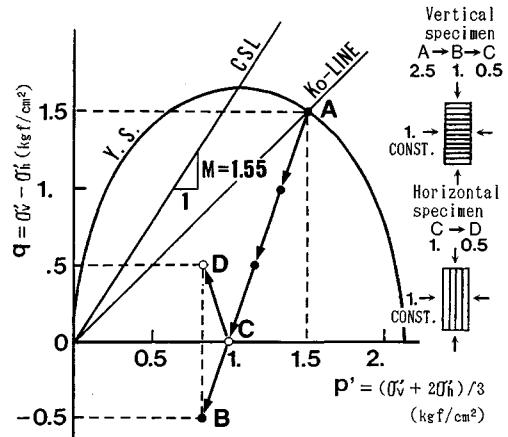


Fig. 1 Effective stress paths in anisotropic consolidation test.

が生じないよう側圧を制御する K_0 圧密試験を実施し、過圧密比 OCR と K_0 値の関係を求めた。

(2) 異方圧密試験

過圧密粘土の直交異方弾性体としての定数を得るために、一次元圧密した粘土塊から軸方向を鉛直あるいは水平にとった供試体を採取し、軸圧のみ 0.5 kgf/cm^2 (49 kN/m^2) ごとに段階的に変化させる異方圧密試験を実施した。Fig. 1 に異方圧密試験の有効応力経路を示した。

Fig. 1 の縦、横軸は A 点で K_0 圧密したときの応力状態 ($\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$) を基準としているため、 $q = \sigma'_v - \sigma'_h$ 、 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ である。鉛直供試体の有効応力経路は A ~ C ~ B、水平供試体のそれは C ~ D である。両異方圧密試験における軸ひずみと体積ひずみを測定すれば、次式より直交異方弾性体の 4 個の弾性係数が得られる。

鉛直供試体の異方圧密試験では、 $\delta\sigma'_r = \delta\sigma'_\theta = 0$ であるから式 (3) より、

$$E_V = \delta\sigma'_z / \delta\varepsilon_z \quad (6 \cdot a)$$

体積ひずみ $\delta v = \delta\varepsilon_r + \delta\varepsilon_\theta + \delta\varepsilon_z$ とすれば、式 (3) より

$$\frac{\delta v}{\delta\varepsilon_z} = \left(\frac{1}{E_V} - \frac{2\nu_{HV}}{E_H} \right) / \frac{1}{E_V} = (1 - 2\nu_{VH}) \quad (6 \cdot b)$$

となるので、

$$\nu_{VH} = (1 - \delta v / \delta\varepsilon_z) / 2 \quad (6 \cdot c)$$

同様に鉛直・水平供試体の異方圧密試験より次式が得られる。

$$E_H = \delta\sigma'_r / \delta\varepsilon_r \quad (6 \cdot d)$$

$$\nu_{HH} = 1 - n\nu_{VH} - \delta v / \delta\varepsilon_r \quad (6 \cdot e)$$

4. 実験結果と考察

(1) 静止土圧係数と弾性係数

Fig. 2 は、 K_0 圧密試験結果より静止土圧係数と過圧密比の関係を示したものである。Alpan ら多くの研究者^{2),7)}明らかにしているように、両者の関係は次のように

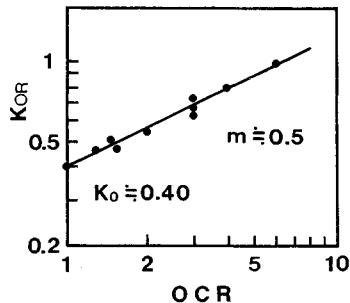


Fig. 2 Relationship between coefficient of earth pressure at rest and overconsolidated ratio.

に示される。

$$K_{0R} = K_0 \text{OCR}^m \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 K_{0R} と K_0 はそれぞれ過圧密粘土と正規圧密粘土の静止土圧係数、 m は定数である。

Table 2 は、異方圧密試験結果より式(6)を用い直交異方弾性体の弾性定数を求めたものである。鉛直供試体の試験結果から得られる E_v と ν_{vh} は、 σ'_z の減少（あるいは過圧密比の増加）とともに増加している。鉛直・水平供試体の試験結果の組合せから得られる ν_{hh} は、平均有効応力の等しい範囲で求めた。得られた定数は、ひずみエネルギーに関する制約条件を満足している。また、Table 2 の V-Sample を等方弾性体と仮定すれば、 E_v 、 ν_{vh} は等方弾性体の E 、 ν ともなる。

(2) 除荷時の有効応力経路と間隙比

一次元条件下で、正規圧密粘土の載荷重を除荷した場合の有効応力と間隙比の変化について検討する。

CASE(A) 粘土を直交異方弾性体と仮定した場合

Table 2 に示した異方圧密試験結果と式(8)と式(9)を用いて有効応力経路 $q-p'$ 関係と $e-\log p'$ 関係を求めた。ただし、 E_v と ν_{vh} は OCR によらず一定と仮定した。

$$\delta \sigma'_r = \frac{n \nu_{vh}}{1 - \nu_{hh}} \delta \sigma'_z \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$\delta e = (1 + e_0) \frac{1}{E_v} \left(1 - \frac{2 n \nu_{vh}^2}{1 - \nu_{hh}} \right) \delta \sigma'_z \quad \dots \dots \dots (9)$$

Table 2 Young's modulus and Poisson's ratio obtained from anisotropic consolidation test.

σ_z kgf/cm ²	V ~ Sample				$\nu_{hh} \rightarrow n = 140/94 = 1.5$
	$\delta \varepsilon_z$ (%)	$\delta \nu$ (%)	E_v kgf/cm ²	ν_{vh}	
2.5	-0.84	-0.64	60.0	0.12	
2.0	-0.72	-0.53	70.0	0.13	
1.5	-0.59	-0.40	84.0	0.16	
1.0	-0.54	-0.34	94.0	0.19	
0.5					
	$\delta \varepsilon_x$ (%)	$\delta \nu$ (%)	E_h kgf/cm ²	ν_{hh}	

CASE(I) 粘土を等方弾性体と仮定した場合

CASE(I~1) Table 2 の V-Sample の $E_v = E$ 、 $\nu_{vh} = \nu$ 、 $n = 1$ を仮定し式(8)、(9)を用いる。

CASE(I~2) 式(2)に $K_0 = 0.4$ を代入し、 $\nu = 0.286$ を得る。この ν 値と $p' = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $e_0 = 1.842$ を式(1)に代入し $E = 183 \text{ kgf/cm}^2$ (17934 kN/m^2)を得る。

CASE(I~3) 式(7)から OCR (1~20) に応じた K_{0R} ($0.4 \sim 1.79$) を求め、この K_{0R} を式(2)に代入し ν ($0.286 \sim 0.641$)を得る。 E は CASE(I~2) と同じとする。

CASE(I~2) は、非弾性ひずみも発生している正規圧密領域の K_0 値から弾性定数 ν を求めている。CASE(I~3) は、OCR によって ν のみ変化させているなど問題が含まれているが、慣用的に利用されることも多いと思われる所以検討条件に加えた。

これらの条件下で検討した結果が Fig. 3 と Fig. 4 である。

過圧密粘土を等方弾性体とし正規圧密領域の K_0 値から ν を求め、過圧密比によらず ν 一定とした CASE(I)

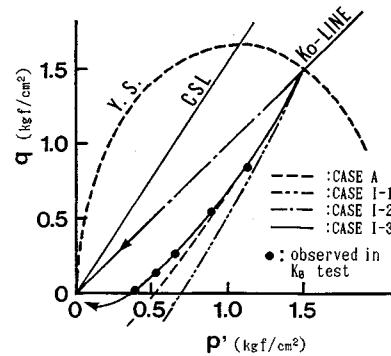


Fig. 3 Effective stress paths by K_0 consolidation.

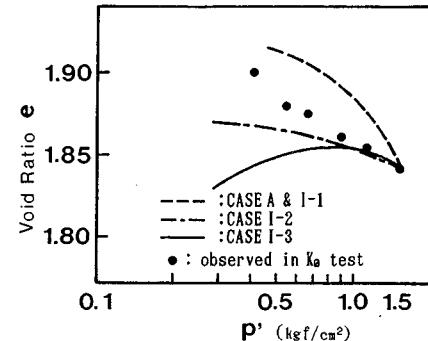


Fig. 4 $e-\log p'$ relations.

～2) の有効応力経路は、正規圧密時の K_0 線と一致しており、OCR の増加による静止土圧係数の増加を説明できない。

直交異方弾性定数を用いた有効応力経路 CASE(A) は、等方弾性体とする CASE(I～3) よりも K_0 圧密試験の有効応力経路に近い結果を与えている。除荷荷重の大きさ、あるいは過圧密比によらず弾性定数 n , ν_{HH} を一定としているため、有効応力経路は直線に近いが、式(8)から明らかなように過圧密比によるこれらの定数の変化を考慮すれば、より K_0 圧密試験の有効応力経路に近づく可能性もある。

また、式(7)と式(2)を用い等方弾性体の ν を OCR によって変化させた CASE(I～3) の有効応力経路は、当然ではあるが実線で示した K_0 圧密試験の結果と一致する。

Fig. 4 は、**Fig. 3** に対応する $e \sim \log p'$ 関係である。直交異方弾性定数を用いたいずれの計算結果も K_0 圧密試験に近いものではなく、過圧密粘土の変形量予測の難しさを示すものと思われる。

OCR によって ν の変化する非線形等方弾性体とした場合は、除荷過程を計算しているにもかかわらず、 K_{0R} が 1 ($\nu > 0.5$) 以上になると間隙比が減少してしまう。有効応力経路を実験事実に一致するよう OCR によって ν を変化させると、等方弾性体では過圧密粘土の変形挙動を十分表現できないようである。

5. む す び

K_0 条件下で除荷された過圧密粘土を、等方弾性体あ

るいは直交異方弾性体とみなした場合の地盤内応力と変形挙動について検討した。実験数が限られているが、過圧密粘土を等方弾性体より直交異方弾性体と仮定した方が、過圧密粘土の静止土圧係数が過圧密比の増加とともに増加する傾向を説明し得る結果が得られた。また、正規圧密粘土の静止土圧係数から推定した等方弾性体のボアソン比では、過圧密比によって変化する静止土圧係数を十分表現できること、便宜的に過圧密比によってボアソン比を変化させると変形挙動に問題点が生じることなどを明らかにした。

参 考 文 献

- 1) 末岡 徹・村松正重・今村 聰・小林淳志：掘削斜面安定に影響する洪積粘土の力学特性、土と基礎、No. 376, pp. 37～44, 1985.
- 2) 中瀬明男・小林正樹：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度、港湾技術研究所報告、Vol. 8, No. 4, pp. 103～143, 1969.
- 3) 足立紀尚・佐野郁雄：過圧密粘土の力学特性、土と基礎、Vol. 33, No. 3, pp. 3～8, 1985.
- 4) Zienkiewicz, O. C. : The Finite Element Method, McGraw-Hill, pp. 79～80, 1977.
- 5) 諸戸靖史：過圧密粘土地盤の静止土圧係数、Vol. 33, No. 3, pp. 51～54, 1985.
- 6) Moroto, N. and Muramatsu, M. : K_0 value and degree of anisotropy of overconsolidated clay, 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, pp. 25～32, 1987.
- 7) Alpan, I. : The empirical evaluation of coefficient K_0 and K_{0R} , Soils and Foundations, Vol. 7, No. 1, pp. 31～40, 1967.

(1989.12.15・受付)