

練り返し過圧密粘性土の低応力下での ダイラタンシー・強度特性

清水 正 喜

CHARACTERISTICS OF DILATANCY AND STRENGTH OF REMOULDED OVERCONSOLIDATED CLAY UNDER LOW EFFECTIVE STRESS LEVEL

By Masayoshi SHIMIZU

Synopsis

Shear characteristics of remoulded overconsolidated clay are studied with particular attention to the dilatant behaviour under low effective stress level. Have been done p -const. drained compression tests, p -const. drained loading-unloading tests and consolidated undrained compression tests. These test results show us that:

- i) exists the limit of stress ratio above which dilatant behaviour becomes obvious, but even below which a little dilatant volumetric strain occurs,
- ii) within this limit of stress ratio, the equation which describes the dilatant volumetric strain was represented,
- iii) it was clarified that, within the limit of dilatancy, dilatant volumetric strain is completely irrecoverable, while shear strain is partly recoverable,
- iv) the possibility was pointed out that this limit would correspond to the upper yield value of shear stress,
- v) under undrained condition, the importance of maximum stress ratio state was emphasized from the view point of long term stability for remoulded *O.C.* clays based on the undrained effective stress path,
- vi) has been obtained the experimental result that the maximum stress ratio increases with the decrease of mean effective stress even for the same value of *O.C.R.*, particularly in the case of high *O.C.R.*, and
- vii) results of pre-consolidation process made us possible to analyze isotropic compression-swelling-recompression curves, in which non-linearity of $w - \ln p_e$ relation was taken account.

1. 序 論

本研究は、自然斜面の安定性や、過圧密粘土地盤の切り取りの問題など、作用応力レベルの小さい問題に対処するために、低応力下の過圧密粘土のせん断特性、とくに、ダイラタンシー挙動と強度特性について、実験的に明らかにしようとするものである。

力学挙動に関して、土が他の工学材料と異なる点は、変形に対する低抗が、材料を構成する物質の化学的および物理化学的相互作用に依存するばかりでなく、それ以上に、作用する垂直応力の変化によって密度が変化し、それによって生ずる影響を受ける点である¹⁾。従って、土の力学特性を把握するために行う室内実験に際して、その土が現実を受けているまたは受けるであろう応力状態を再現することが重要である。とこ

ろが、多くの場合、室内で行われる実験の応力の大きさ（たとえば、三軸試験時の側圧や一面せん断試験時、垂直応力の大きさ）が、現位置の応力レベルに合致していないようである。

正規圧密粘土の場合、ある種のパラメータ（たとえば、Hvorslev の等価圧密圧力⁹⁾）を用いて、応力を正規化することにより、たとえば非排水有効応力経路の含水比、応力レベルによる相違は克服されるようである。過圧密粘土の場合には、現在置とは異なる応力レベルで試験を行うことにより、その土が現在置で有していた過圧密比を変化させることになり、実際の挙動と異った挙動を予測する可能性が生じる。そういう危険性を克服する手段としては、過圧密比を変数として、せん断特性値、とくに、強度特性値を評価する方法⁸⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾ がとられ、実際の応用⁷⁾ も行われている。

このように、過圧密比が過圧密粘土の力学特性を規定する重要なパラメータであると考えられるが、破壊に到るせん断挙動に関して、過圧密比が同じ場合に、拘束圧レベルの大きさの影響について注目した例はあまりない。過圧密粘土に限らず、土の力学特性に対する低応力性に注目した研究は、実験精度の問題もあり、多くは見受けられないが、たとえば、砂の内部まきつ角に寄与するダイレタンシーの成分が低応力下で増大すること⁸⁾ や、乱さない砂が粘着力を有することを低拘束圧下でせん断することにより調べられた⁹⁾ 例がある。粘土に関する研究は、Mohr-Coulomb の強度定数 c' 、 ϕ' が応力レベルに依存することから設計時の c' 、 ϕ' の決め方を議論したり¹⁰⁾、粘着力を解明するために低応力下のせん断試験を行ったもの¹¹⁾ がある。

過圧密粘土に対する工学的興味は、主として、先に述べたように破壊強度に関して向けられていたが、近年、土の構成関係を明らかにする立場から、過圧密粘土に対して弾塑性理論を適用した研究²⁾¹³⁾ もある。また、同じ間隙比をもっていても、過圧密粘土と正規圧密粘土のせん断挙動に異った特色があることを、微視的な構造の点から説明しようという試み¹⁴⁾ も行われている。

本研究では、主として、平均有効主応力一定の排水せん断試験と圧密非排水せん断試験の結果に基づいて、繰り返し後再圧密された過圧密飽和粘性土のせん断初期から発生するダイレタンシーの特性、そのとき発生するひずみの弾塑性の性質、非排水有効応力経路特性に基いた長期安定の問題、応力比最大値に対する応力レベルの影響、および等方応力による膨潤一再圧縮指数の応力レベル依存性について考察している。以下、議論は軸対称三軸圧縮応力状態に限られている。ひずみは、自然（対数）ひずみにより計算され、応力は、とくに断らない限り、有効応力である。また、ひずみ、応力の符号は、土質力学の慣用に従い、圧縮側を正とする。

2. 実験概要と結果

2.1 試料および実験装置

(1) 試料

実験に用いた試料は、市販の粉末乾燥粘土（通称“藤の森粘土”）を高含水比で十分に繰り返した後、直径 25cm、高さ約 15cm の一次元圧密容器で段階的に予備圧密、膨潤させたものである。最大予備圧密圧力は、 0.5kg/cm^2 で、圧密膨潤の期間は約 1 カ月である。供試体成形時の含水比は、約 40% で、物性は、 $LL45\%$ 、 $PL27\%$ 、 $G_s 2.65$ である。Fig. 1 に粒径加積曲線を示す。

(2) 実験装置

三軸圧縮試験機は、GEONOR 社製の N.G.I タイプのものを用いた。どの試験も側圧は水圧で与え、軸圧は、応力制御試験のときは、レバー比 5 の载荷レバーを介して、あるいは直接にピストンに荷重を载荷して与えて、ひずみ制御試験のときは、容量 300 kg 重、1 kg 重当りの変位量 $9.45 \times 10^{-3}\text{mm}$ の剛性をもつブルーヴィングリングの目

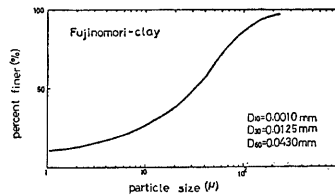


Fig. 1. Particle size distribution.

盛から読み取られた。また、非排水せん断試験時のバックプレッシャーは、空気圧を水圧に変換して与えた。

2.2 平均有効主応力一定せん断試験

低応力下での過圧密粘土のダイレタンシー特性を調べるために、平均有効主応力を一定に保ちながら、排水せん断するものである。以下、この試験をP一定試験と呼ぶ。

(1) 先行圧密履歴

過圧密された試料を人工的につくるために、所定の平均有効主応力の値と、所定の過圧密比に応じて、先行圧密履歴を与えた。圧密はすべて等方的であり、圧密圧力の増分(または減少比)は原則として2とし、段階的に圧密圧力を増減させた。各圧力段階での圧密時間は、約1日であるが、最大圧密圧力での圧密には、約2日かけ、せん断中に一定に保たれる p の値での膨潤は、体積変化が、無くなるまで行った。従って、先行圧密時間は、供試体により異っている。この先行圧密により得られた含水比 w と圧密圧力 p_c の対数の関係をFig. 2に示す。

(2) p 一定せん断

所定の圧密履歴を与えた後、軸圧 σ_1 および側圧 σ_3 を p が一定となるように変化させながら、応力御制により、排水せん断した。応力比 $\eta(=q/p)$ の増分 $\Delta\eta$ は、 $\eta < 1.5$ では0.125、 $\eta \geq 1.5$ では、0.05であり、各応力比段階での荷重時間は、1日である。

同じO.C.R.に対して、応力レベル p の影響を調べる目的から、O.C.R.は8および3.8の2種類を選び、各O.C.R.に対して、 $p=0.80, 0.53, 0.38$ および 0.25kg/cm^2 で、せん断を行った。

Fig. 3(a)にO.C.R.8の場合について、(b)に3.8の場合について、 p をパラメータとして、せん断応力 q と、せん断ひずみ γ および体積ひずみ v との関係を示した。

(3) p 一定荷重除荷試験

p 一定せん断中に発生するひずみ(γ および v)の弾塑性の性質を調べる目的で行われた。手順は、 p 一定せん断試験と同じであるが、予め定められた応力比 η_m まで p 一定でせん断した後、 $\eta=0$ まで除荷する。この結果得られたせん断応力とせん断ひずみおよび体積ひずみの関係を、Fig. 4(a), (b)に示した。Fig. 4(a)は、 $p=0.25\text{kg/cm}^2$ 、 $\eta_m=1.0$ 、O.C.R.は8または25の場合であり、同図(b)は、 $p=0.795\text{kg/cm}^2$ 、 $\eta_m=1.0$ または0.5、O.C.R.は8の場合である。なお、 $p=0.795\text{kg/cm}^2$ の場合に限り、 $\eta < 1.5$ のときは、 $\Delta\eta=0.25$ 、 $\eta \geq 1.5$ のときは、 $\Delta\eta=0.05$ である。

2.3 圧密非排水せん断試験(CU試験)

低拘束圧下での、非排水せん断挙動および非排水強度特性を調べるために、側圧一定の非排水せん断試験を行った。

先行圧密履歴の与え方は、 p 一定せん断試験と同じであるが、せん断時に与える所定の側圧での膨潤時に 1.0kg/cm^2 のバックプレッシャーを作用させた。バックプレッシャーは、飽和度を高める目的と、せん断中に発生する負の過剰間隙水圧を測定する目的をもっている。本研究で採用された側圧のレベルでは、負の過剰間隙水圧が、 1kg/cm^2 を越えることはなかった。

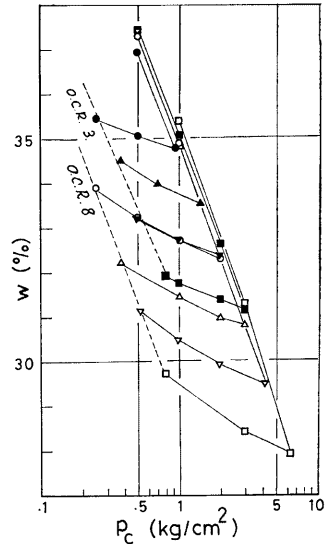
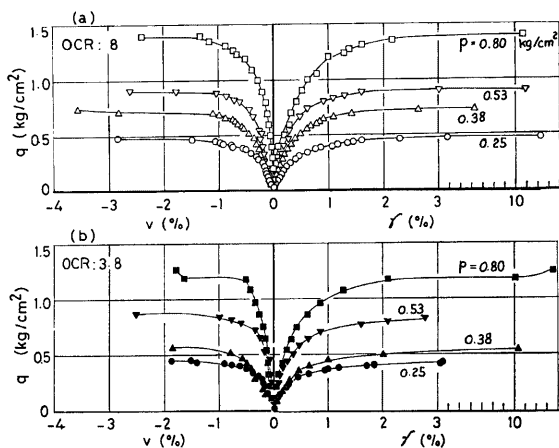
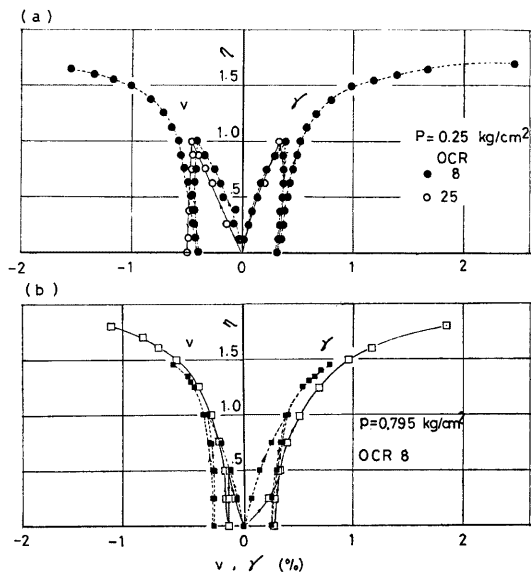


Fig. 2. Water content-pressure curves of isotropic pre-consolidation and swelling for p -const. test.

Fig. 3. p -const. drained triaxial compression test results.

(a) O.C.R. 8 (b) O.C.R. 3.8

Fig. 4. p -const. loading unloading test results.

せん断速度は、 $\dot{\epsilon}_1 = 2.7 \times 10^{-2}$ (%/min) という非排水せん断試験としては、非常に緩速である。このような緩速を採用したのは、測定が自動的に、連続的でないで、各量測定の時々のずれの影響を無くすこと、および p 一定せん断試験と同様、ダイラテンシーによる過剰間隙水圧の発生を十分に可能にするためである。

実験条件ならびに結果の一部を一覧表にして Table 1 に与えた。Fig. 5 に O.C.R. 16 の場合についてせん断応力 q 、過剰間隙水圧 Δu 、および応力比 η と軸ひずみ ϵ_1 との関係を示した。また、Fig. 6 には、全応力および有効応力経路を O.C.R. 16 の場合について示した。

Table 1. CU test condition and results.

O.C.R.	β_0 kg/cm ²	$\beta_{e\ max}$ kg/cm ²	$\dot{\epsilon}$ × 10 ⁻² %/min	(1)		(2)		w_f %
				p kg/cm ²	q kg/cm ²	p kg/cm ²	q kg/cm ²	
16	0.5	8	2.59	1.30	2.06	2.49	3.55	30.39
	0.38	6	2.59	0.78	1.30	2.00	2.92	31.02
	0.25	4	2.47	0.53	0.90	1.27	1.89	32.24
	0.13	2	2.70	0.34	0.62	0.70	1.08	35.70
8	0.53	4	2.71	0.91	1.45	1.41	2.08	32.18
	0.38	3	1.98	0.96	1.44	1.11	1.67	34.13
	0.25	2	2.50	0.65	0.98	0.82	1.17	34.60
	0.13	1	2.76	0.43	0.67	0.52	0.80	/

(1) maximum stress ratio state

(2) maximum shear stress state

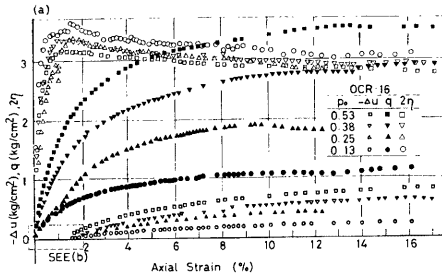


Fig. 5. (a) Consolidated undrained (CU) test results.

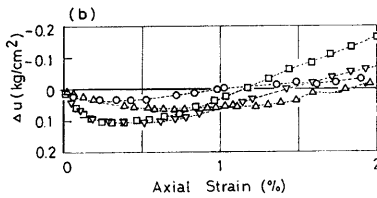


Fig. 5. (b) Excess pore pressure changes up to 2% axial strain.

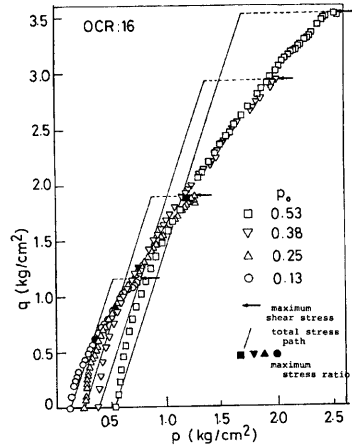


Fig. 6. Effective stress paths of CU test for O.C.R. 16.

3. 結果の考察

3.1 低応力下での等方膨潤再圧縮特性

(1) 等方膨潤特性

Fig. 2 からわかるように、従来からいわれている含水比と圧密圧力の関係、いわゆる $w-\ln p_e$ 関係の直線

性は、正規圧密領域においては明らかであるが、過圧密領域（膨潤時）では、正規圧密領域ほど十分でない。一部の研究⁽¹⁵⁾⁽¹⁶⁾を除いて、この非線型に深い関心が払われていない。多くの場合、非線型性は無視され、線型と仮定されているが、その場合、膨潤指数 $\kappa (= -dw/d \ln p_c)$ の値の決め方が困難であることは容易に想像される。Fig. 2 から、膨潤線を折れ線で結び、各線分の勾配から決めた κ の値を、過圧密比に対してプロットすれば、Fig. 7 が得られる。Fig. 7 で κ の値が、過圧密比の増大とともに、約 0.005 から 0.01 (1/kg/cm²) まで、2 倍ほど大きくなっていることがわかる。Parry ら⁽¹⁸⁾ も、カオリンの等方膨潤特性を調べ、過圧密比の大きいところでは、過圧密比が 1 から 2 のところに比べて、 κ が約 2 倍になったと報告している。

ここで、膨潤線の非線型性を考慮に入れた膨潤指数 κ の決め方について述べる。Fig. 7 から、 κ が過圧密比の対数に比例していることが予想されるので、次式；

$$\kappa \equiv -dw/d \ln p_c = a + 2b \ln n \quad (1)$$

の関係を仮定する。ここに、 n は過圧密比を表わし、最大圧密圧力 p_{cmax} を用いて、 $n = p_{cmax}/p_c$ で与えられる。 a および b は、 p_{cmax} の大きさに依存する量であると考えられる。(1) 式の左辺を直接計算出来ないで、(1) 式を積分して得られた (2) 式を、Fig. 2 に示したデータから検証する。

$$(w - w_m)/\ln n = a + b \cdot \ln n \quad (2)$$

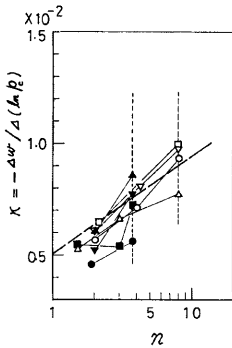


Fig. 7. Slope of swelling lines: κ vs. overconsolidated ratio: n for remoulded Fujinomori clay.

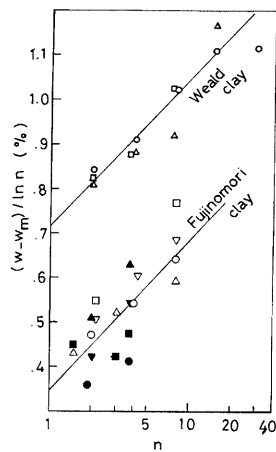


Fig. 8. $(w - w_m)/\ln n - \log n$ relations for remoulded Fujinomori clay and remoulded Weald clay (Data of Weald clay were calculated and replotted from Henkel (1959).)

ここに、 w_m は、 p_{cmax} に対応する含水比である。なお、(2) 式を得る際、最大圧密圧力 p_{cmax} を固定して考えている。Fig. 8 に $(w - w_m)/\ln n$ と n の対数の関係を示す。また、同図には、Henkel⁽¹⁾ の Weald Clay に関する結果も併せて示してある。同図より明らかなように、本研究で用いられた藤の森粘土同様、Weald Clay についても (2) 式の関係は十分満足され、結局 (1) 式の仮定が正しいこと、および (1) 式の定数 a 、 b が実は、 p_{cmax} に無関係であることもわかる。ちなみに、藤の森粘土については、 $a = 4.48 \times 10^{-3}$ 、 $b = 1.46 \times 10^{-3}$ 、Weald Clay については、 $a \approx 8.2 \times 10^{-3}$ 、 $b \approx 1.5 \times 10^{-3}$ である。

(2) 再圧縮特性

膨潤時の $w \sim \log p_c$ 関係の非線型性ととも重要なのは、再圧縮時の非線型性である。過圧密粘土を弾望

性理論により解明していく立場の研究では、通常、圧密時（応力比一定）の体積変化が弾性的であると仮定して、次式：

$$dv^e = -\frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (3)$$

により弾性的体積ひずみを計算する。この式中の κ は、 p が減少するときには、膨潤線の、 p が増加するときには、再圧縮線の κ をそれぞれ用いるべきである。あるいは、膨潤、再圧縮のヒステリシスループを無視する場合でも、応力レベルによる κ の変動が問題になる。

さて、再圧縮時の $w-\log pc$ 関係の非線型性を調べる目的で、等方圧密くり返し試験を行った。結果の $w-\log pc$ 関係を Fig. 9 に示した。同図で処女圧縮曲線が2本見られるのは、予備圧密のバッチが異っているためであるが、正規、過圧密の圧縮性の傾向には、問題が無いと思われる。Fig. 10 に示したように、再圧縮過程の開始時の κ は、膨潤開始時の κ ($n=1$ に相当) と同じ値 a であり、再圧縮時の正規圧密領域へ入る時点 ($n=N$ に相当) の κ は、 $\bar{k}\lambda$ (λ は正規圧密の圧縮指数、 \bar{k} は最大過圧密比 N に依存する定数) であると考える。このとき、 κ に対して次式が得られる。

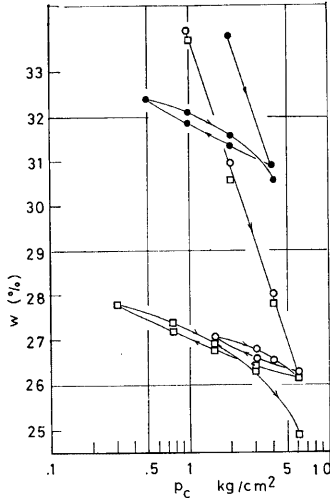


Fig. 9. Water content — consolidation pressure curves of isotropic compression-swelling-recompression tests.

$$\frac{w-w_0}{\ln(p/p_0)} = \frac{\bar{k}\lambda - a}{2\ln N} \cdot \ln n - \frac{\bar{k}\lambda + a}{2} \quad (5)$$

が得られる。Fig. 11 に、(5) 式を検証するために Fig. 9 のデータから計算された $(w-w_0)/\ln(p/p_0)$ と $\log n$ の関係を示す。Fig. 11 から、先に予想したように、 \bar{k} が N に依存する定数であることがわかる。また、Fig. 11 には、 $n=1$ のときの $(w-w_0)/\ln(p/p_0)$ の値、すなわち $(\bar{k}\lambda + a)/2$ と $\log N$ の関係も併せて示した。データは少ないが、結局、 \bar{k} は $\log N$ と一次関係にあることが予想される。今後、 \bar{k} の値の推定には Fig. 11 に破線で示した関係を用いる。

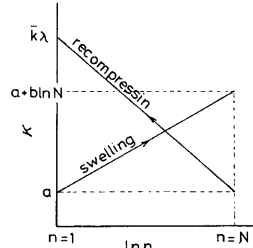


Fig. 10. Hypothesis on the change of swelling or recompression index with n .

$$\kappa \equiv -dw/d \ln p_e = \frac{\bar{k}\lambda - a}{-\ln N} \ln n + \bar{k}\lambda \quad (4)$$

ここに、 N は、最大過圧密比、すなわち、再圧縮開始時の圧力を p_0 と書くと、 $N = p_{emax}/p_0$ で与えられる。また a は、(1) 式において現れたもので、膨潤開始および再圧縮開始時の κ の値を表わす。(1) 式から (2) 式を得た方法により (4) 式を、 $p=p_0$ のとき $w=w_0$ の条件下で積分すると、

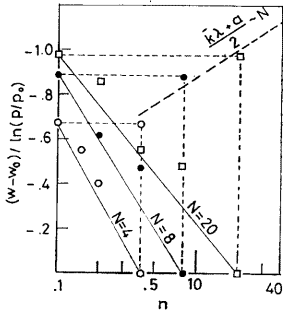


Fig. 11. $(w-w_0)/\ln(p/p_0) - \log n$ relation for recompression process and $(\bar{k}+a)/2 - \log N$ relation.

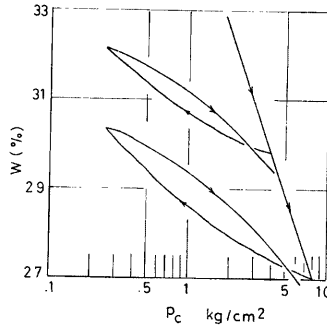


Fig. 12. Calculated curves of water content—consolidation pressure for isotropic compression-swelling-recompression process.

Table 2. Values of constants used to calculate water content-consolidation curves.

w_a	λ	a	b	$\bar{k} (N=32)$	$\bar{k} (N=16)$
35.28 (%)	3.96×10^{-2}	4.48×10^{-3}	1.46×10^{-3}	0.437	0.377

以上のように、膨潤一再圧縮の非線型性を表わす式 (1)、(4) あるいは (2)、(5) 式が、実験事実とかなり良く一致したので、ここで (2) 式および (5) 式と、処女圧縮線を表わす次式：

$$w - w_a = -\lambda \ln p_{cmax} \tag{6}$$

を用いて、計算により、等方圧密の $w \sim \log p_c$ 関係を求めてみる。ここに、 w_a は、 $p_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ のときの処女圧縮線上の含水比である。計算には、Table 2 の数値を用いた。同表中、 λ, w_a, a, b は Fig. 1 のデータから、 \bar{k} は Fig. 9 から、それぞれ求めたものである。Fig. 12 に、 $p_{cmax} = 8 \text{ kg/cm}^2, N = 32$ 、および $p_{cmax} = 4 \text{ kg/cm}^2, N = 16$ の場合について計算した等方圧縮—膨潤—再圧縮曲線を示したが、ヒステリシスをよく表現できている。

3.2 ダイレタンシー特性

p 一定せん断試験および p 一定載荷除荷試験の結果をもとに、ダイレタンシー特性、すなわち、繰り返し過圧密粘土のダイレタンシーの評価と、ダイレタンシーの弾塑性の性質について考察する。

(1) ダイレタンシー限界

足立ら¹²⁾は、せん断変形中の体積変化が、ダイレタンシーによる成分と圧密による成分の和であると仮定し、さらに Roscoe らの状態境界面内での圧密による成分は弾性的で、(2) 式で与えられるとして、結局、非排水せん断過程でのダイレタンシーによる体積ひずみ増分 dv_D を次式：

$$dv_D = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \tag{7}$$

で与えた。彼らは (7) 式に基いて、非排水せん断試験結果を解析した結果、それ以下ではダイレタンシーの発生が小さい応力比の限界が存在することを確かめ、その限界をダイレタンシー限界と名付けた。ここでは、過圧密粘土のダイレタンシーをより直接的に、 p 一定せん断試験に基いて考える。Fig. 3 から、あるせん断応力以下では、ダイレタンシーがきわめて小さいことがわかるが、それを明確にするために、 $q/p_c \sim p/p_c$ の関係により考察する。ここに、 p_c は Hvorslev²¹⁾ の等価圧密圧力であり、含水比と次の関係にある：

$$p_e = \exp\left(-\frac{w-w_a}{\lambda}\right) \quad (8)$$

$q/p_e \sim p/p_e$ の関係を利用するのは、従来の研究成果から得られた次の理由による：すなわち、①正規圧密粘土の非排水応力経路が、 $p \sim q$ 応力面上で原点に関する相似形になり、正規圧密粘土の状態境界面が q/p_e p/p_e 面においてはひとつの曲線で表わされること、②等方膨潤特性が過圧密比により規定される、という先の考察結果を考慮すれば、過圧密比が同じである過圧密粘土の等方応力状態は、 p/p_e 軸上の同一の点にプロットされ、応力レベルの影響を調べるのに都合が良いこと、③ Hvorslev の破壊規準は、有効内部まきつ角 ϕ_e が含水比に依存しない定数であることと、有効粘着力 c_e が (9) 式で表わされることを認めたととき、 $q/p_e \sim p/p_e$ 面上で1本の直線 ((10) 式) で表わされること。

$$c_e = k \cdot p_e \quad (9)$$

$$q/p_e = k \cdot A + B(p/p_e) \quad (10)$$

ここに k は含水比に依存しない定数

$$A = 6 \cos \phi_e / (3 - \sin \phi_e)$$

$$B = 6 \sin \phi_e / (3 - \sin \phi_e)$$

Fig. 13 に Fig. 3 に示した p -一定せん断試験の結果と、大概¹⁸⁾ が藤の森粘土について行った p -一定せん断試験結果とを示した¹⁹⁾²⁰⁾。同図から、ある応力比 (藤の森粘土では、 $\eta = 1.5 \sim 1.375$ の値) までは、 q/p_e と p/p_e の関係が直線であり、かつ鉛直に近い傾きをもつこと、すなわち、ダイラタンシーが小さいこと、また、その応力比以上では急激にプロットが右上へ移ることがわかる。 p -一定であるから p_e の値が減少、すなわち、ダイラタンシーによって含水比が増加した結果である。

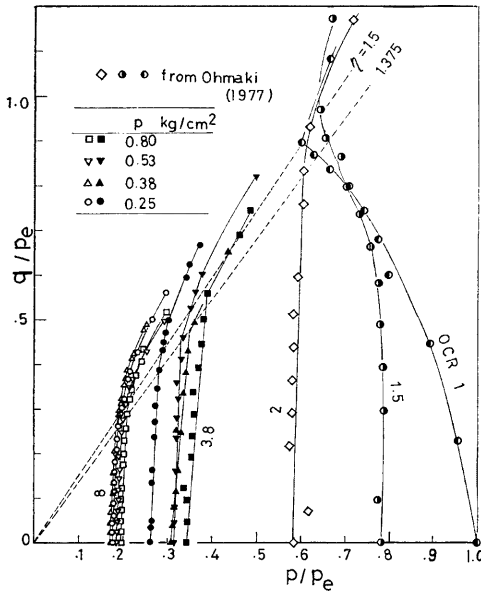


Fig. 13. p -const. drained test results on $q/p_e - p/p_e$ plane including the results by Ohmaki (1977).

足立ら¹²⁾ のダイラタンシー限界応力比が、 $\eta = M$ で表わされていること (ここに、 M は critical state の応力比の値) と、藤の森粘土の M が約 1.5 であることを考え合わせれば、Fig. 13 の直線部分の限界は、ダイラタンシー限界であると考えられる。Fig. 13 で興味深いことは、本研究で採用された低応力域のみならず、より高い応力域においても直線部分が存在すること、および正規圧密粘土では、ダイラタンシー限界を境にして負から正へダイラタンシー傾

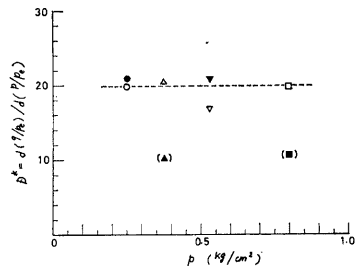


Fig. 14. Dilatancy slope: D^* vs. mean effective principal stress from p -drained tests.

向が変化することである。後者の点は、言い換えれば、ダイレタンシー限界が、正規圧密粘土の p 一定せん断試験における最大圧縮点に相当する。

(2) ダイレタンシー限界内のダイレタンシー

Fig. 13 の直線部分の勾配をダイレタンシー勾配と呼び、 D^* で記す。すなわち、 D^* は次式で定義される：

$$D^* = d(q/p_e) / d(p/p_e) \text{ ここで } dp = 0 \quad (11)$$

Fig. 14 にダイレタンシー勾配 D^* と p の関係を、過圧密比をパラメータとして示したが、 D^* は、Fig. 14 で見る限り、 p の大きさおよび過圧密比に拘らず一定であることがわかる。 D^* の過圧密比、または平均有効主応力依存性については、今後、より詳しく検討されねばならないが、ここでは、一応、 D^* は過圧密比および平均有効主応力に依存しない定数であるとして話を進めることにする。なお、Fig. 14 の () で示されたプロットを除いた平均の D^* の値は 19.8 である。

(11) 式より、 D^* を一定としてダイレタンシー限界内の $q/p_e \sim p/p_e$ の関係を式で表わせば、

$$q/p_e = D^* \{ p/p_e - (p/p_e)_0 \} \quad (12)$$

となる。ここに、添字の 0 は $q=0$ の状態を表わす。 p 一定試験であるので、 $(p/p_e)_0 = p/p_{e0}$ となり、(12) 式を変形して (13) 式を、さらに p_e と含水比の関係 (8) 式を用いて (14) 式が得られる。

$$\eta = q/p = D^* (1 - p_e/p_e) \quad (13)$$

$$w - w_0 = -\lambda \ln (1 - \eta/D^*) \quad (14)$$

(13) 式は、 p 一定せん断過程の含水比の変化が応力比 η のみで決まることを意味している。次に、(14) 式の関係はひずみで表わそう。体積ひずみの定義：

$$v \equiv \ln \{ (1 + w_0 G_s) / (1 + w G_s) \} \quad (15)$$

を用いて、

$$v_D = -\ln \left\{ 1 - \frac{\lambda G_s}{1 + w_0 G_s} \ln \left(1 - \frac{\eta}{D^*} \right) \right\} \quad (16)$$

を得る。ここに、添字の D は p 一定せん断による、すなわちダイレタンシーであることを意味し、0 は $q=0$ の状態を表わす。

以上のように、ダイレタンシー限界以下でのダイレタンシーによる体積ひずみが、初期含水比が同じであれば応力比のみで決り、 p の大きさに依存しないと仮定したが、大楨¹⁸⁾ は、藤の森粘土について、 p 一定 (=2kg/cm²) 試験を過圧密比を変えて行い、 $q=0$ から残留状態までのダイレタンシーを、過圧密比をパラメータとして評価している。また、Hvorslev¹²⁾ は、Torsion test による大変形時に、垂直応力が 0.5 (kg/cm²) 以上の場合に鏡面状 (slicken-sided) の破壊面が形成されたのに対してそれ以下の垂直応力の場合には、鏡面状破壊面は形成されなかったという例を紹介している。この報告から、ダイレタンシーに応力レベル依存性があるのは、ダイレタンシー限界以後の大きい変形を受けたときであると予想されるが、ここでは、ダイレタンシー限界以後の挙動については、触れないことにする。

(3) ダイレタンシー限界と上限降伏値

粘土の変形あるいは破壊は、時間に依存した現象であることは、言うまでもない。従って、ダイレタンシー限界と、クリープ破壊条件を与える上限降伏値²¹⁾²²⁾ の関係を調べることは有用である。

村山・柴田²¹⁾²²⁾ は、構造粘性の概念から、粘土の流動 (flow) を支配する機構を理論的に導いている。そして、クリープ試験から得られる流動図 (flow diagramme) から、上限降伏値 (upper yield value) と呼ばれる限界値が存在することを確かめている。上限降伏値は、せん断応力とその値を越えると、粘土がもっている構造 (structure) が破壊され、クリープ破壊に到る、せん断応力の値である。彼らは、応力増分一定、載荷時間一定の応力制御一軸圧縮試験を行って応力 σ の対数と、軸ひずみ ϵ の対数との関係が、上限降伏値以下で直線になること、すなわち、上限降伏値は、 $\log \sigma \sim \log \epsilon$ プロットの第一折れ点の値として決定できることを確かめ、理論的な裏付けも施している。このように、上限降伏値を、流動図によらず、応力ひずみの両対数プロットから決定する方法を適用するためには、応力増分一定、各載荷時間一定で、非排水応力

制御せん断試験を行う必要があるが、赤井ら²⁸⁾は、堆積軟岩の排水くり返しせん断試験に上述の方法を適用し、求められた応力値が塑性せん断ひずみ急増点、体積が圧縮から膨張へと変化する点に相当することを確かめている。

さて、 p 一定せん断試験は、2.2(2)で述べたように、 $\eta=1.5$ の前後でそれぞれ応力増分および荷重時間は一定に保たれていること、また p 一定であるので、圧密による体積変化はなく、しかもダイレタンシーによる体積変化も、ダイレタンシー限界内で小さいことから、厳密ではないが、上限降伏値を $\log q \sim \log \gamma$ プロットから決定することができると思われる。

Fig. 15 (a) は、O.C.R. 8 の場合について、同図 (b) は O.C.R. 3.8 の場合について両定数紙上に q と γ とをプロットしたものである。矢印↑は、Fig. 13 から決定されたダイレタンシー限界に相当する点を示すが、O.C.R. 8 の場合には、 $p=0.53(\text{kg}/\text{cm}^2)$ を除いて、ダイレタンシー限界が、 $\log q$ と $\log \gamma$ の直線関係の第一の折れ点に対応していることがわかる。一方、O.C.R. 3.8 の場合には、 $p=0.53(\text{kg}/\text{cm}^2)$ において、両者の一致が見られている。

(4) ダイレタンシー限界内のひずみの弾塑性の性質

Parry ら¹⁶⁾は過圧密粘土(カオリンおよび Weald clay)のひずみの弾塑性の性質について実験的に考察して、弾性的せん断ひずみの塑性的せん断ひずみに対する割合が、排水・非排水を問わず、O.C.R. および

応力径路にも関係なく、一定値になる、という結論を得ている。しかし、彼らは、過圧密粘土については、 p 一定で荷重・除荷を行わずに弾性体積ひずみを式(3)で計算して、間接的に塑性ひずみを求めている。

本小節では、 p 一定荷重・除荷試験の結果から、 p 一定せん断により生じるひずみの弾塑性の性質を考察する。Fig. 16 は、除荷後($\eta=0$)に残存する塑性ひずみ(v^p, γ^p)と除荷直前の全ひずみ(v_m, γ_m)との関係を示したものである。いづれも、除荷直前

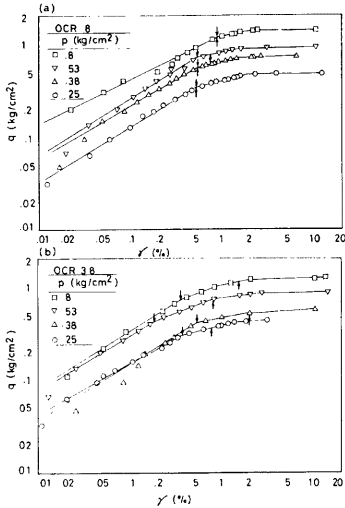


Fig. 15. Determination of upper yield value of shear stress for p -const. drained tests; (a) O.C.R. 8, (b) O.C.R. 3.8

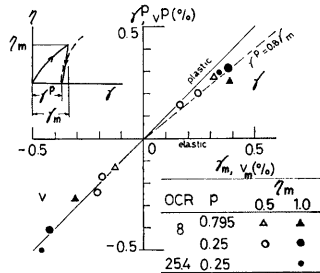


Fig. 16. Plastic behaviour of strains during p -const. drained loading-unloading tests.

の応力比 η_m が、ダイレタンシー限界以下(すなわち、 $\eta_m=1.0$,または0.5)の場合である。

同図から、せん断ひずみは、その80~90%が塑性的、すなわち弾性成分が20~10%しか存在しないことがわかるが、このことは、Parry¹⁶⁾らの結果と一致している。一方、体積ひずみは、実験によるばらつきは多少あるが、100%塑性的(非可逆的)である。ここで得られた体積ひずみは、 p 一定中に生じたものであるから、結論として、ダイレタンシーによる体積ひずみは、非可逆的であり、可逆的成分はないと言える。

3.3 非排水せん断特性

(1) 間隙水圧特性

前節までの議論はすべて p 一定の排水試験から行われているが、本節では、非排水せん断試験結果に基づいて、ダイレタンスーについて考察する。

側圧一定の非排水圧縮試験時の全応力径路は、 $\Delta p = \Delta q/3$ で与えられる。ここに、 Δp は全応力である。ダイレタンスーが発生しない材料においては、せん断中の間隙水圧発生量 Δu は、理想的飽和土 ($B=1$) の場合、 $\Delta u = \Delta p$ で与えられる。従って、ダイレタンスーの無い材料については、間隙水圧 \sim ひずみの関係は、せん断応力 \sim ひずみの関係と同じ傾向を示す。ところが、実際は、Fig. 5(b) に示すように、 Δu は ε_1 の小さいところで、 q の増加と共に増加するが、 Δu の最大の点を経て、ダイレタンスー現象のため、負の方向に転じている。このことは、その点から、ダイレタンスーが現れ始めたが、あるいはより顕著になったことを表わしている。この点に相当する応力状態 (p, q) と軸ひずみを Fig. 17 に示した。同図より、 Δu_{max} 時の p および q は、表 1 に示した η_{max} 時の、あるいは q_{max} 時の p および q より、それぞれ小さいこと、さらに、 Δu_{max} 時のひずみは、0.2%~0.6% と非常に小さいことがわかる。一般に、せいの性質が強い硬質粘土などでは、 Δu が最大になったところと、 η が最大および q が最大の点が一致していて、その後急激に $\Delta u, \eta, q$ が減少する²⁴⁾。このことと、先に述べた p 一定せん断試験結果とから、繰り返し後再圧密してつくられた過圧密粘土においては、硬質の乱さない過圧密粘土と異なり、小さいせん断応力下でも、あるいは小さいひずみの下でもダイレタンスーが発生すると言える。またダイレタンスーを粒子間の微視的な相対変位の結果と考えれば、 p 一定荷重除荷試験により明らかになった、せん断ひずみの卓越する塑性的性質も、このことを示唆していると思われる。

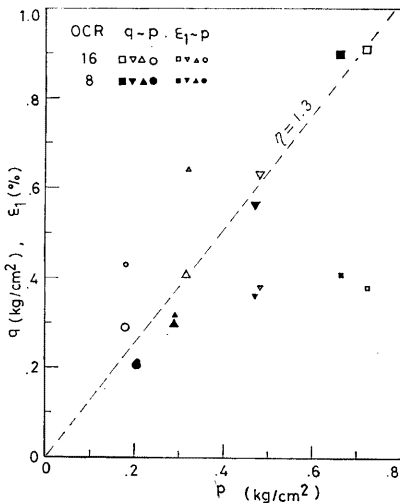


Fig. 17. Stress state and axial strain corresponding to the maximum pore pressure.

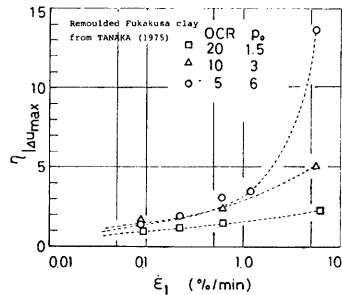


Fig. 18. Strain rate effect on stress ratio corresponding to the maximum pore pressure (data calculated and replotted from Tanaka (1975)).

次に、この Δu_{max} 時に発揮される応力比がひずみ速度の影響を強く受けることを示す。Fig. 18 は、田中²⁵⁾ の行った実験結果から作製したものであるが、これによれば、各 $O.C.R.$ に対して、軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_1$ が小さいほど Δu_{max} 時の応力比は小さい。言いかえれば、無限小の $\dot{\varepsilon}_1$ で実験を行えば、応力比が極めて

小さい時点から、ダイレタンシーが現れ始める。このことは、 p 一定せん断試験で、せん断初期からダイレタンシーが現れたことを説明するものである。ちなみに Fig. 17 に示した du_{max} 時の軸ひずみ（従って、せん断ひずみ）の大きさまでのひずみ速度を、 p 一定せん断試験について計算してみると、約 $2 \times 10^{-3} \% / \text{min}$ となる。

(2) 過圧密粘土破壊について

Fig. 5, あるいは Fig. 6 から明らかなように、非排水せん断過程においては、応力比が最大になる点とせん断応力が最大になる点が異っている。このような挙動は、一般に繰り返し過圧密粘土に共通に見られる²⁵⁾。最大応力比、最大せん断応力という2つの特異点と、過圧密粘土の破壊について考察する。

(a) 上限降伏値と応力比最大点との関連性

繰り返し過圧密粘土の非排水クリープ破壊を生ずる応力（上限降伏値）を知るため、3.2(3)で行ったと同様、 $\log q \sim \log \epsilon_1$ （非排水せん断時には、軸ひずみ ϵ_1 はせん断ひずみ γ に同じだから、 $\log q \sim \log \gamma$ ）の関係を $C\bar{U}$ 試験結果について調べる。Fig. 19 (a) に $O.C.R. 16$ の場合、同図 (b) に $O.C.R. 8$ の場合について、 $\log q \sim \log \epsilon_1$ の関係を示す。 $O.C.R. 16$ の場合には、矢印↑で示した応力比最大の点は、矢印↓で示した第一の折れ点と一致していることがわかる。一方、 $O.C.R. 8$ の場合には、両者は一致しないが、応力比最大点のひずみに大きいばらつき（ $p_0 = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ のとき約 1%、 $p_0 = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ のとき約 5%）があり、過圧密比が同じであれば、応力比とせん断ひずみが一対一に対応するという Wroth ら²⁸⁾ の仮説を認めれば、 $O.C.R. 8$ の場合の実験精度はあまり良くないと言える。従って、 $O.C.R.$ に拘らず応力比最大の点は、 $\log q \sim \log \epsilon_1$ の直線関係の第一の折れ点に対応すると仮定できよう。この折れ点が上限降伏値に対応するの

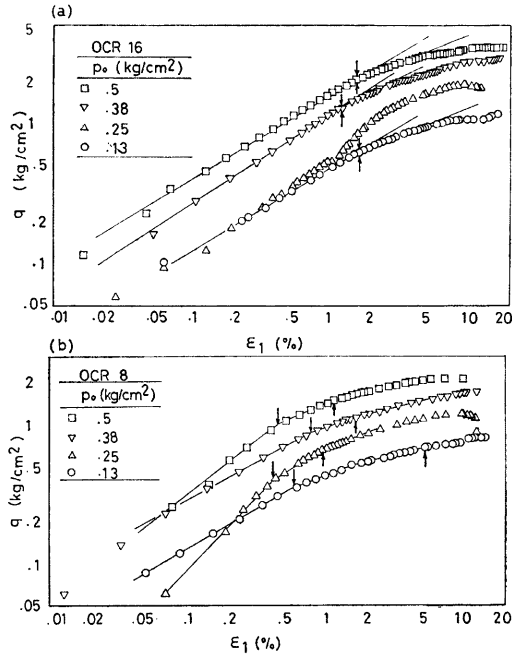


Fig. 19. Determination of upper yield value of shear stress for strain controlled $C\bar{U}$ tests.

か、つまり $\log q \sim \log \epsilon_1$ から上限降伏値を求める方法の適用条件が満たされているかを調べるために、Fig. 20 に O.C.R. 16, $p_0 = 0.38$ (kg/cm²) の試験時の q と経過時間との関係を示した。応力増分一定、各載荷時間一定という適用条件は、厳密には満たされていないことがわかるが Fig. 20 に示した、応力比最大点と原点を通る直線が、応力比最大点近くまでは、プロットとあまりかけはなれていないことを考慮して、ここでは、 $\log q \sim \log \epsilon_1$ 関係の第一の折れ点が上限降伏値を与えているとして、議論を進める。

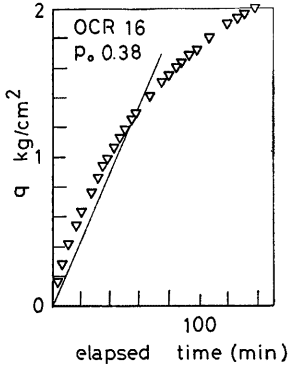


Fig. 20. Shear stress rate under strain controlled CU test for O.C.R. 16, $p_0 = 0.38$ kg/cm².

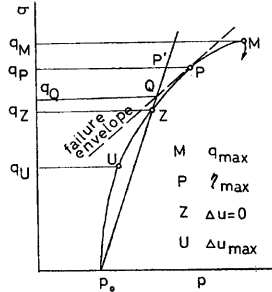


Fig. 21. A schematic model of typical effective stress path under $\sigma_3 = \text{const.}$ CU test for remoulded overconsolidated clays.

(b) 長期安定問題について

過圧密粘土地盤の安定性は、非排水条件（築造条件）においてよりも、排水条件（長期安定）において問題になることは、周知の通りであるが、このことを間隙水圧特性に基いて考察する。

いままでの議論から、Fig. 21 に示すような非排水有効応力径路のモデルを考える。点 Z は過剰間隙水圧ゼロに、点 P は応力比最大に、点 M はせん断応力最大にそれぞれ対応する。三軸圧縮応力状態と、側圧一定の三軸圧縮試験時の応力径路とに近い載荷条件を想定する。仮に長期に亘り非排水条件が維持されるとすれば、(a) で考察したように 応力比最大点が上限降伏値に一致すると認めれば、たとえ $q < q_M$ であっても、 $q > q_P$ のときには、非排水クリープ破壊の可能性がある。 $q < q_P$ であっても、 $q > q_Z$ である場合を考えると、Z 点以上のせん断応力作用下では、つねに載荷直後に負の間隙水圧が発生することになり、長期間経過後、排水条件下において、負の間隙水圧は消散し、有効応力状態は、全応力径路上の P' Z 間に移る。Fig. 5, または Fig. 6 からわかるように、応力比最大の点と、 $\Delta u = 0$ の点とは近いので、 $q \approx q_0$ により破壊するかしないかという臨界状態に近づく。以上のことから、過圧密粘土の長期安定強度を非排水試験から求める場合、有効応力径路と全応力径路との関連性、すなわち間隙水圧特性を見極め、応力比が最大になる点を考えることが重要である。

なお、以上の議論は、非排水有効応力径路が Fig. 21 のモデルに近いもの、つまり繰り返し過圧密粘土に限られていることに注意し、地質学的続成作用を受けた硬質粘土の場合²⁴⁾ には、異った取り扱いをする必要がある。また、非排水有効応力径路は、強度特性も含めて、ひずみ速度に大きく影響される²⁵⁾ ので、設計強度に対するひずみ速度の影響については、今後の研究に待たねばならない。

3.4 低応力下での強度特性

本研究で用いられたような繰り返し過圧密粘土の強度としては、応力比最大時を考えるべきであることが、以上の議論から明らかになった。本節では、主として応力比最大値に対する低応力効果について考察する。

(1) 応力比最大値の拘束圧依存性

Fig. 22 は、 $C\bar{U}$ 試験および p 一定試験から得られた結果を、応力比最大値 η_{max} とそのときの平均有効主応力 $p|_{\eta_{max}}$ との関係で示したものである。同時に、非排水試験のもうひとつの強度：せん断応力の最大値 q_{max} に対応する応力比 $\eta|_{q_{max}}$ と、そのときの平均有効主応力 $p|_{q_{max}}$ との関係も併せて示してある。 p 一定試験では、 $\eta_{max} = \eta|_{q_{max}}$, $p|_{\eta_{max}} = p|_{q_{max}}$ である。

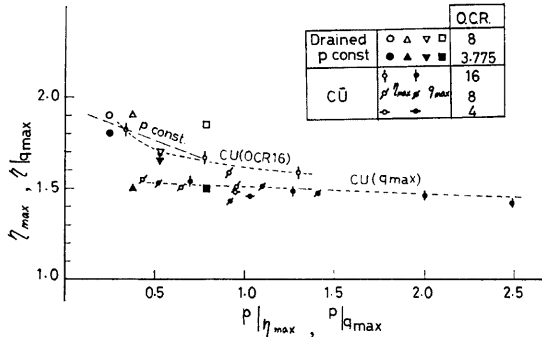


Fig. 22. Stress ratio — mean effective stress relation corresponding to maximum stress ratio and maximum shear stress for p -const. drained and $C\bar{U}$ tests.

まず、 p 一定試験に着目すると、明瞭とは言いがたいが、 $O.C.R.$ 8 および 3.8 の両方の場合に、 p が減少するにつれて、 η_{max} は大きくなっている傾向がうかがえる。次に、 $C\bar{U}$ 試験の結果については、 η_{max} に注目すると、 $O.C.R.$ が 8 の場合については η_{max} が p に依存せずほぼ一定になっているのに対して、 $O.C.R.$ 16 の場合には、 η_{max} は p の値が小さいほど大きいことがわかる。ところが q_{max} 時の応力比 $\eta|_{q_{max}}$ は、そのときの p に対して、 $O.C.R.$ に拘らずほぼ一定になっている。この意味で、 q_{max} 時を問題にする³⁾⁴⁾⁶⁾ ならば、 $O.C.R.$ は有用なパラメータとなり得ると言える。

さらに、Fig. 23 には、Parry⁵⁾ の行った各種有効応力径路の排水試験結果を再整理して、応力比最大値 σ_1/σ_3 と対応する平均有効主応力 p との関係を示した。同図においても Fig. 22 に見られたように、高い $O.C.R.$ の値に対して、応力比は p が小さくなると大きくなる傾向が見られる。

(2) 考 察

p 一定試験や Parry の行った実験のような排水試験では、応力比最大の点とせん断応力最大の点が同時に生じるので、(10), (9) 式で表わされた Hvorslev の規準でその状態を表わすことができる：

$$q/p_e = k \cdot A + B(p/p_e) \tag{10 bis}$$

$$C_e = k p_e \tag{9 bis}$$

(10) 式から、

$$\eta_{max} = (q/p)_{max} = k A (p_e/p) + B \tag{17}$$

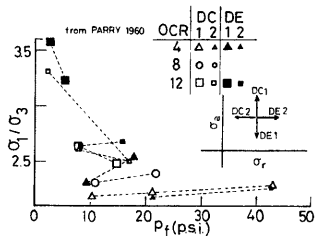


Fig. 23. Maximum stress ratio — mean effective stress relation for drained tests with various stress paths (data calculated and replotted from Parry (1959)).

となる。ここに、 p_e, p は η_{max} に対応する量である。従って、同じ種類の試験に対して、 $q/p_e \sim p/p_e$ 面上で同一の O.C.R. に対しては唯一の径路が対応するという理想的な仮定をおくと、O.C.R. が同じであれば、 η_{max} は p の値に拘らず同じ値をとることが帰結され、Fig. 22, Fig. 23 の現象は説明できず、Hvorslev の規準 (17) 式は検討の余地があると考えられよう。

ところで、 $q/p_e \sim p/p_e$ 面上で、同一 O.C.R. に対しては、同一の径路をとるという仮定は、 $q=0$ の点においても、実験的に検証することは困難である (たとえば、Fig. 13 において、O.C.R. 8 の場合はともかく、O.C.R. 3.8 の場合にはかなりのずれが見られる)、これは、大局的に見た場合には、3.1 で考察したように、等方膨潤特性が O.C.R. により規定できるが、同じ O.C.R. を持つ個々の試験に対して、 $q=0$ のときの含水比から計算された p/p_e の値が異なるからである。このように、 $q/p_e \sim p/p_e$ 面上の議論は、実験精度、とくに圧密段階での条件に大きく影響されるデリケートな問題であり、ここでは、Fig. 22, Fig. 23 の現象をあけるにとどめたい。

4. 結 論

繰り返し後再圧密された過圧密粘土について、軸対称三軸圧縮応力状態で p 一定排水せん断試験、 p 一定排水載荷除荷試験、および圧密非排水せん断試験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

p 一定排水せん断試験により、

i) $q/p_e \sim p/p_e$ 面上で整理すれば、ある応力比まで直線関係が成り立ち、その直線部の勾配 (ダイレタンシー勾配) D^* は、対象とした過圧密比 (8 および 3.8) ならびに p の大きさ (0.08 0.53 0.38 および 0.25 (kg/cm²)) の範囲で一定の値をとることがわかった。この直線関係の限界 (ダイレタンシー限界) 以下の応力比において、ダイレタンシーは、式 (13) または式 (15) で評価される。

ii) $\log q \sim \log \gamma$ 関係の直線部の第一の折れ点がダイレタンシー限界に対応し、ダイレタンシー限界が村山・柴田²¹⁾²²⁾ の上限降伏値に対応する可能性が示唆された。

iii) 破壊時の応力比は、 p が小さいほど大きくなる傾向があることがわかった。

p 一定載荷除荷試験から

iv) ダイレタンシー限界内で発生するダイレタンシーはすべて非可逆的成分から成っており、せん断ひずみも、弾成分は約 20% にすぎず、ひずみの塑性の性質が明らかにされた。

圧密非排水せん断試験結果に基いて、

v) ダイレタンシー発生 の開始点に対応すると考えられる du_{max} の状態がきわめて小さいひずみに対応していることを確かめ、そのときの応力比は、軸ひずみ速度が無限に小さくなるにつれて、無限に小さくなる可能性があることから、 p 一定せん断試験においてせん断初期からダイレタンシーが発生する現象が説明された。

vi) $\log q \sim \log \gamma$ 関係の直線の第一の折れ点が、応力比最大の状態に対応することを確め、有効応力径路の特性を考慮して、本研究で用いられたような過圧密粘土については、長期・短期安定問題に対して、ともに応力比最大の状態を強度と考えられるべきであることを考慮した。

p 一定試験、圧密非排水試験、および Parry⁵⁾ の実験結果から、

vii) 過圧密比を同じにして、 η_{max} と対応する p との関係から、過圧密比が高い場合に、 p が小さくなるほど η_{max} が大きくなる現象が指摘され、Hvorslev の規準を用いても十分に説明のできない現象であることがわかった。

すべての試験に先がけて行われた等方応力状態での圧縮-膨潤試験から、

viii) 膨潤指数が過圧密比の対数に比例するという仮定が検証され、再圧縮指数についても、独立に行った等方圧縮-膨潤-再圧縮試験から、過去に受けた最大の過圧密比と現在の過圧密比の関数であることを仮定、検証した。その結果を用いて、膨潤指数-再圧縮指数の非線型性を考慮した圧縮-膨潤-再圧縮曲線が計算により得られた。

謝 辞

末筆ではありますが、御指導を受けている、京都大学防災研究所柴田徹教授、同足立紀尚助教授に心より謝意を表します。同大榎正紀助手には、同氏の研究を心よく御教示いただき感謝いたします。また、同清水博樹技官、小川豊和氏、小坂正明氏には、実験や図面作製等でお世話になったことを記し、感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) Mitchell, J. K.: Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons, Inc., 1976, p. 186.
- 2) Hvorslev, M. J.: Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960, pp. 163-273.
- 3) Henkel, D. J.: The Effect of Overconsolidation on the Behaviour of Clays during Shear, Géotechnique, Vol. 6, 1956, pp. 139-150.
- 4) Henkel, D. J.: The Relationships between the Strength, Porewater Pressure, and Volume-change Characteristics of Saturated Clays, Géotechnique, Vol. 9, 1959, pp. 119-135.
- 5) Parry, R. H. G.: Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay, Géotechnique, Vol. 10, 1960, pp. 166-180.
- 6) Ladd, C. C. and Imbe, T. W.: The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, ASTM Special Technical Publication No. 361, 1964, pp. 342-371.
- 7) Foot, R. and Ladd, C. C.: Behaviour of Atchafalaya Levees during Construction, Géotechnique, Vol. 27, 1977, pp. 137-160.
- 8) Ponce, V. M. and Bell, J. M.: Shear Strength of Sand at Extremely Low Pressure, J. S. M.F.D., Proc. ASCE, Vol. 97, 1971, pp. 625-638.
- 9) 陶野郁雄他：低拘束圧下における乱さない砂試料のせん断強さ，第8回土質工学研究発表会，昭和48年度発表講演集，1973，pp. 193-196.
- 10) 松尾 稔・軽部大蔵：室内せん断試験結果の設計への適用に際する2, 3の問題点，第11回土質工学シンポジウム発表論文集，1966，pp. 91-100.
- 11) Iyer, T. S. R.: The Behavior of Drammen Plastic Clay under Low Effective Stresses, Can. Geotech, J., Vol. 12, 1975, pp. 70-83.
- 12) 足立紀尚・西 好一：過圧密粘土の構成式，京都大学防災研究所年報第19号 B-2, 1976, pp. 1-13.
- 13) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the Generalized Stress-Strain Behaviour of "Wet" Clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, 1968, pp. 535-609.
- 14) 軽部大蔵：過圧密粘土の強度について，土木学会第26回年次学術講演会講演集，第3部，1971，pp. 97-100.
- 15) Jacobsen, H. M.: Stress-Strain Relationship of Preconsolidated Clay, Proc. 9th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 1, 1977, pp. 131-134.
- 16) Parry, R. H. G. and Amerasinghe, S. F.: Components of Deformation in Clays, Proc. Symposium on Plasticity and Soil Mechanics, Cambridge, 1973, pp. 108-128.
- 17) Ohta, H.: Analysis of Deformations of Soils based on the Theory of Plasticity and its Application to Settlement of Embankments, Dr. Thesis, Kyoto Univ., 1971,
- 18) 大榎正紀：繰り返し過圧密粘土の平均主応力一定条件下での応力ひずみ挙動，昭和52年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，pp. III-1, 1-4.
- 19) 清水正喜：過圧密粘土の低応力下でのせん断特性，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集，III, 1977, pp. 119-120.
- 20) 清水正喜：過圧密粘土の低応力下でのダイレタンスー・強度特性，第13回土質工学研究発表会，1978，発表予定

- 21) Murayama, S. and Shibata, T.: Flow and Stress Relaxation of clays, IUTM Rheology and Soil Mechanics Symposium, Grenoble, 1964, pp. 99~129.
- 22) Murayama, S. and Shibata, T.: On the Rheological Characters of Clay, Part 1, Bulletin No. 26, Disaster Prevention Research Inst., Kyoto Univ., 1958, pp. 1~43.
- 23) 赤井浩一・足立紀尚・西好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾・塑性挙動，土木学会論文報告集，No. 271, 1978, pp. 83-96.
- 24) 清水正喜：大阪洪積粘土の二，三の力学特性，第 9 回土質工学研究発表会発表講演集，1974, pp. 263-266.
- 25) 田中利雄：過圧密粘土の応力ひずみ関係に関する基礎的研究，京都大学修士論文，1975.
- 26) Wroth, C. P. and Loudon, P. A.: The Correlation of Strains within a Family of Triaxial Tests on Over-consolidated Samples of Kaolin, Proc. Geotechnical Conf., Oslo, 1969, Vol. 1, pp. 159-163.