

# 繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価

兵動正幸\*・杉山太宏\*\*・山本陽一\*\*\*・  
河田頼治\*\*\*\*

本論文では、高塑性な海成粘土により非排水繰返し三軸試験を行い、正規圧密、過圧密粘土の繰返しせん断特性について考察する。まず最初に周波数の影響について調べる。次に、試験結果からひずみ振幅が繰返しピーク時の応力比と一義的な関係のあること等を見だし、これらを定式化することによって発生するひずみ振幅と間隙水圧の予測手法を提案する。最後に、実測値と予測結果を比較することにより提案する予測手法の妥当性を示している。

**Key Words** : clay, cyclic loading, triaxial test, axial strain, excess pore water pressure

## 1. ま え が き

これまでの地盤の耐震評価は、飽和した砂質地盤の液状化の検討に主眼が置かれてきた。一方粘土地盤については具体的な検討方法が定められておらず、耐震設計上さほど問題視されてこなかったのが実状のようである。しかし、例えばメキシコ地震(1985)<sup>1),2)</sup>においては、粘土地盤そのものあるいは粘土層を含む地盤において変形の増幅を伴う大きな揺れのために構造物等に甚大な被害をおよぼしたことが報告されている。また、別の動的問題として、波浪による粘土地盤の破壊の問題が取り上げられている。例えば、ミシシッピデルタの海底斜面の地すべり<sup>3)</sup>あるいは北海油田における海底粘土地盤上の重力式プラットホームの沈下の実例<sup>4)</sup>や対応<sup>5),6)</sup>などが挙げられる。その他に動的問題として、交通荷重による軟弱地盤上の道路盛土の沈下の事例はわが国にも古くから多く存在し<sup>7)-9)</sup>、本質的なメカニズムの解明を見ないまま今や慢性的問題になりつつある。粘土の動的問題は、これまで必ずしも砂の液状化の問題ほどドラスティックな問題として取り上げられてはいないが、今後益々顕在化してくることと予想される。また、一般に自然に堆積している粘土地盤は、長期の堆積による時間効果や侵食作用、地下水位の変動ならびに地震等の繰返し外力を受けることにより、特に粘土層浅部においてある程度の過圧密状態にあると考えられる。また近年、特に都市部における地下水の汲み上げにより、粘土層の深部において顕著な過圧密性状を示すという報告もなされている。

本研究は、室内で再構成された海成粘土を用いて正規

圧密および過圧密状態での非排水繰返しせん断試験を行い、粘土の動的挙動の基礎的把握を行うとともに、破壊に至るまでの間隙水圧およびひずみ振幅の定量的評価を試みたものである。

## 2. 試料および試験方法

実験に用いた試料は佐賀市で採取された有明粘土と広島市五日市で採取された五日市粘土でいずれも海成粘土である。各試料の物性を表-1に示した。これらを260%の含水比で攪拌し粒度調整した後、大型圧密容器で鉛直圧50 kPaで予圧密し、これから作り出された粘土ブロックから三軸試験用供試体として直径5.0 cm、高さ10.0 cmの円筒形に成形した。供試体の初期含水比は有明粘土が90~93%、五日市粘土が95~103%であった。

用いた試験機は、空圧制御式繰返し三軸圧縮試験機であり、軸荷重として0.01~0.2 Hz程度の正弦波が荷重制御式で載荷できるものとなっている。ここで行った試験条件を表-2に示した。表中の記号 $p$ は平均有効主応力であり、 $q$ は偏差応力を表している。本研究ではまず、試験機の可能な制御範囲内で粘土の挙動におよぼす周波数の影響について調べた。また、正規圧密粘土およびOCR=1.25, 1.5, 2, 4の過圧密粘土供試体に対して、表-2に示した有効圧密応力 $p_c$ のもと側圧一定、軸圧変動の非排水繰返しせん断試験を行った。過圧密粘土供試体の圧密方法は、最大先行圧密応力 $p_m=200$  kPaで24時間等方圧密した後、所定の過圧密比になるよう有効圧密応力 $p_c$ まで十分膨張させたものと、 $p_c=100$  kPaとして所定の過圧密比になるよう $p_m$ を変化させる2種類の方法により応力履歴の影響を調べた。間隙水圧の測定は、下部ベDESTALのポーラスストーンを通じてセル下部に設置した間隙水圧計で行い、排水は供試体側面に巻いたペーパードレーンを通じ、上部ベDESTAL側面よりセル外の二重管ビューレットへと行った。また、供試

\* 正会員 工博 山口大学助教授 社会建設工学科  
(〒755 山口県宇部市常盤台 2557)

\*\* 正会員 工修 山口大学大学院博士後期課程  
(株)オオバ東京支店 土木計画部

\*\*\* 正会員 工修 三井建設(株) 技術研究所

\*\*\*\* 学生会員 山口大学大学院博士前期課程

表-1 試料の物性値

試料名	比重 $G_s$	液性限界 $W_L$ (%)	塑性限界 $W_p$ (%)	塑性指数 $I_p$
五日市粘土	2.532	124.2	51.4	72.8
有明粘土	2.652	108.8	42.3	66.5

表-2 (a) 試験条件 (有明粘土)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{3c}$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	$f$ (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
AC04	100	100	1	0	79.6	0.1	93.0	2.525	2.156
AC03	100	100	1	0	67.2	0.1	94.0	2.491	2.170
AC02	100	100	1	0	58.2	0.1	92.7	2.507	2.133
AC01	100	100	1	0	50.6	0.1	91.2	2.498	2.124
AC06	100	100	1	0	73.2	0.01	92.3	2.442	2.094
AC07	100	100	1	0	63.6	0.01	93.0	2.474	2.104
AC05	100	100	1	0	57.4	0.01	93.0	2.480	2.113
AC08	100	100	1	0	58.0	0.02	93.8	2.527	2.151
2C04	100	100	2	0	100.0	0.02	92.6	2.498	1.933
2C06	100	100	2	0	86.5	0.02	89.2	2.420	1.910
2C08	100	100	2	0	78.3	0.02	92.0	2.455	1.941
2C07	100	100	2	0	72.5	0.02	93.5	2.500	1.974

表-2 (b) 試験条件 (五日市粘土)

Test No.	$p_c$ (kPa)	$\sigma_{3c}$ (kPa)	OCR	$q_s$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)	$f$ (Hz)	$W_i$ (%)	$e_i$	$e_c$
HN11	200	200	1	0	138.8	0.02	98.9	2.454	1.737
HN12	200	200	1	0	112.8	0.02	97.2	2.422	1.726
HN14	200	200	1	0	98.8	0.02	98.5	2.446	1.728
HN13	200	200	1	0	94.2	0.02	97.3	2.412	1.700
HR16	160	160	1.25	0	125.3	0.02	96.0	2.353	1.675
HR03	100	100	1.25	0	90.6	0.02	103.5	2.581	2.010
HR02	100	100	1.25	0	76.9	0.02	102.6	2.530	1.974
HR01	100	100	1.25	0	62.1	0.02	105.7	2.632	2.023
HR04	100	100	1.25	0	52.6	0.02	102.9	2.566	2.016
HR17	133	133	1.5	0	126.0	0.02	96.0	2.372	1.690
HR05	100	100	1.5	0	100.0	0.02	103.9	2.591	1.979
HR07	100	100	1.5	0	88.1	0.02	98.9	2.464	1.848
HR06	100	100	1.5	0	79.0	0.02	103.8	2.561	1.948
HR08	100	100	1.5	0	72.4	0.02	98.4	2.422	1.823
HR12	100	100	2	0	125.6	0.02	96.5	2.384	1.732
HR09	100	100	2	0	94.6	0.02	96.6	2.385	1.714
HR11	100	100	2	0	83.8	0.02	97.3	2.407	1.736
HR10	100	100	2	0	78.5	0.02	96.3	2.370	1.701
HR15	50	50	4	0	97.5	0.02	96.4	2.376	1.753
HR13	50	50	4	0	78.6	0.02	97.0	2.387	1.757
HR14	50	50	4	0	72.7	0.02	96.6	2.377	1.756
HR18	50	50	4	0	64.5	0.02	95.4	2.354	1.748

体の端面摩擦を軽減するために上部及び下部ペダスタルの間にはシリコンを薄く塗布したテフロンシートとメンブレンを挟み、下部ペダスタル上のメンブレンとテフロンシートには中央部に直径 5 mm の穴をあけポーラスストーンを通して間隙水圧測計へと通じた。

### 3. 非排水繰返しせん断挙動におよぼす周波数の影響

一般に、粘土はその繰返しせん断挙動において顕著な周波数依存性を示すことが知られている<sup>10),11)</sup>。そこでまず、正規圧密供試体に対し繰返し載荷周波数をいくつか

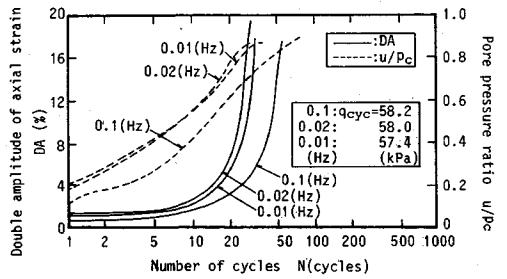
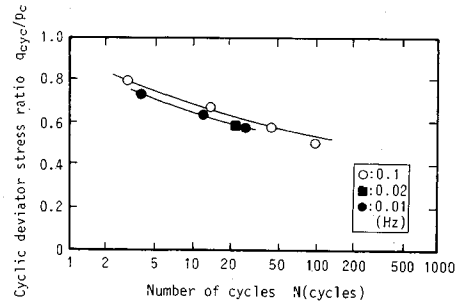
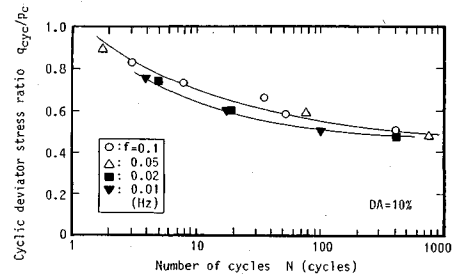


図-1 軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧比に及ぼす載荷周波数の影響 (有明粘土)



(a) 有明粘土



(b) 五日市粘土

図-2 DA=10%に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cyc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係

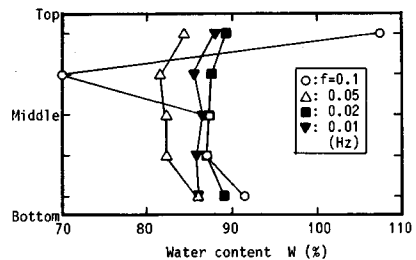
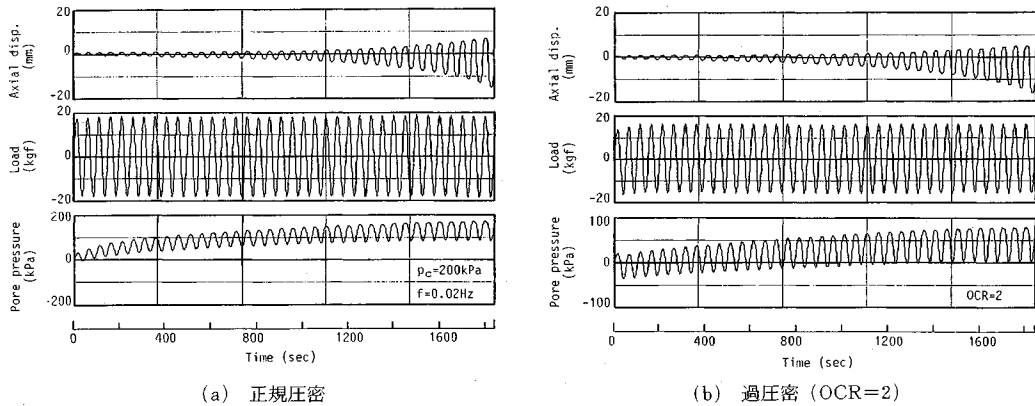


図-3 供試体内部の含水比分布 (五日市粘土)

変化させた実験を行った。図-1は、繰返し応力振幅が一定で周波数が 0.1, 0.02, 0.01 Hz の 3 通りの場合の繰返し回数の増加に伴う軸ひずみ両振幅  $DA$  および残留間隙水圧比  $u/p_c$  の変化を示したものである。図中の実線は軸ひずみ両振幅を、破線は残留間隙水圧比をそれぞれ示している。同一の繰返し回数においては周波数の高いものの方が軸ひずみ両振幅、残留間隙水圧比とも小さ



図—4 軸変位、軸荷重、間隙水圧の時刻歴（五日市粘土）

く現れる傾向にある。しかし、0.01 Hz と 0.02 Hz の場合では結果にほとんど違いが見られず、この付近以下の周波数においては軸ひずみ、残留間隙水圧比ともに周波数の影響をさほど受けられないものと判断される。また、図—2 に軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  に至るに必要な繰返し応力比と繰返し回数  $N$  の関係を周波数別に示した。その結果、載荷周波数の高い方が強度は大きく現れることが、また周波数 0.02 Hz と 0.01 Hz の場合には強度にほとんど違いのないことが認められる。

このような周波数依存性は、供試体内における間隙水圧やひずみの発生不均一性に一因があると考えられるが、ある周波数以下では供試体内の間隙水圧は全域にほぼ均一に分布しているものと考えられる。図—3 は、非排水繰返しせん断により破壊した五日市粘土を速やかに取り出し 5 層に分け含水比を測定したものである。図から周波数の大きなものほど供試体内でのばらつきが大きくなり、特に供試体端面の含水比が高くなる傾向を示している。非排水せん断強度の載荷速度効果が間隙水のマイグレーションによるものとする 0.02 Hz 以下の周波数では速度効果の影響がほとんどなくなるものと思われる。以上の結果から、要素試験の精度を高めるには、できるだけ低い周波数による方が良く考えられる。したがって、本研究では 0.01 および 0.02 Hz の周波数で行った実験結果について考察を進めた。

#### 4. 正規圧密および過圧密粘土の非排水繰返しせん断挙動

##### (1) 応力・変位・間隙水圧の時刻歴、有効応力経路および応力～ひずみ関係

図—4 は繰返し三軸圧縮試験により得られた正規圧密および過圧密粘土の典型的な軸変位、軸荷重、間隙水圧の経時変化を示したものである。図より正規圧密、過圧密ともに載荷直後からひずみ振幅 1～2% の比較的大きな軸ひずみを生じ、さらに徐々に増加する傾向を示して

いる。また、せん断中残留ひずみはほとんど生じることなく、両振幅軸ひずみの増加により破壊に至っている。次に、図—5、6 はそれぞれ試験より得られた応力～ひずみ曲線、有効応力経路を示したものである。図—5 の粘土の応力～ひずみ曲線から、供試体が破壊とみなされる大変形に至ってもある程度の剛性を保ちながらさらに変形が発達していく様子うかがえる。また、図—6 の有効応力経路から正規圧密および過圧密粘土についてそれぞれ以下のような挙動の違いを観察することができる。まず、正規圧密された粘土の有効応力は、繰返し載荷初期から徐々に減少して行きついには破壊状態に至るが、過圧密された粘土は繰返し載荷の初期に負の間隙水圧を生じるために有効応力が増加しており、この膨張傾向は過圧密比の大きなものほど顕著なものとなっている。しかし、その後有効応力は減少に転じ最終的に破壊に至っている。また、正規圧密、過圧密粘土とも最終的に砂の液状化のような間隙水圧が初期有効拘束圧に等しいまでは上昇せずに大変形に至っている。

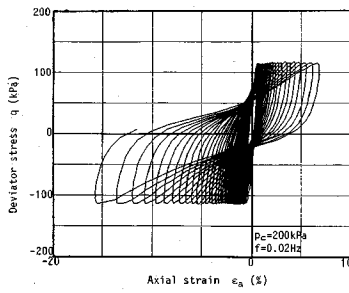
このように、正規圧密粘土と過圧密粘土の挙動は載荷初期においてかなりの違いはあるもののその破壊形態は非常によく似ていることがわかる。

##### (2) 軸ひずみ振幅の定量化

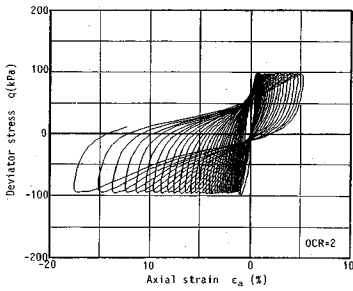
繰返し応力を受ける粘土の強度特性を知り、繰返し回数とともに発達するひずみと間隙水圧の予測を行うためにはその定量化が不可欠になってくる。ここでは、軸ひずみ両振幅と繰返し応力各サイクルピーク時の有効応力に着目してその定量化を試みる。

###### a) 正規圧密粘土

図—7 は、正規圧密粘土の繰返し載荷試験より得られた各サイクルにおける圧縮側ピーク時の有効応力比  $\eta_p (=q_{cvc}/p)$  と軸ひずみ両振幅  $DA$  との関係を示したものである。両者の間には繰返し応力の大きさや繰返し回数によらず一義的な関係が存在し、一本の双曲線で表せることが分かる。そこでこの関係を次の近似式で表した。

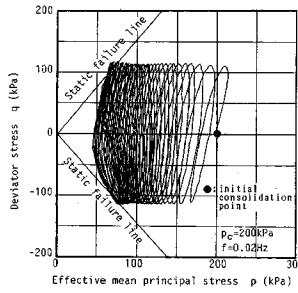


(a) 正規圧密

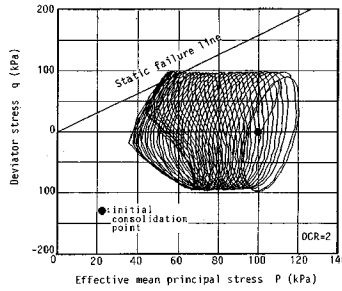


(b) 過圧密 (OCR=2)

図-5 応力-ひずみ関係 (五日市粘土)



(a) 正規圧密



(b) 過圧密 (OCR=2)

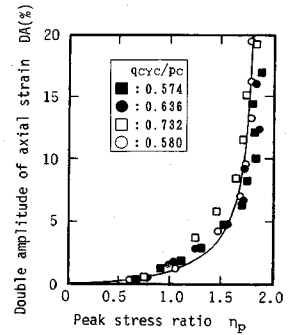
図-6 有効応力経路 (五日市粘土)

$$DA = \eta_p / (a_1 + b_1 \eta_p) \dots\dots\dots (1)$$

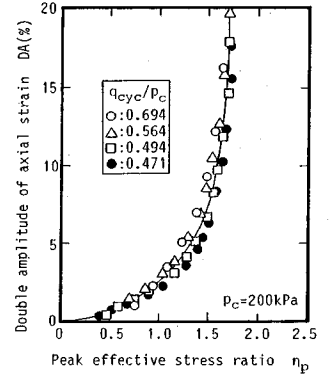
ここに、 $a_1$ 、 $b_1$  は実験定数であり、有明粘土では  $a_1=1.6$ 、 $b_1=-1.0$ 、五日市粘土では  $a_1=1.1$ 、 $b_1=-0.6$  であった。

b) 過圧密粘土

図-8は過圧密粘土の繰返し載荷試験より得られた各サイクルにおける圧縮側ピーク時の有効応力比  $\eta_p$  と軸ひずみ両振幅  $DA$  との関係正規圧密粘土の場合と同様の方法でまとめたものである。この図においては全体的にばらつきが大きく、また、繰返し応力が大きいほど立ち上がり方が早くなる傾向も見られ、両者の間に正規圧密粘土の様な一義的な関係を見いだすことができない。そこで、図-9に示すように、過圧密有明粘土の実験結果について破壊状態に至った有効応力経路の最後の1サイクルを繰返し応力の異なる各試験ごとに重ねて描き、図中にプロットで示したそれぞれの有効応力経路のピーク点を包絡する直線を圧縮側及び伸張側でそれぞれ引いてみた。また、図-10は五日市粘土の過圧密試料について同様の操作の中から最終的に破壊状態に至った時の圧縮、伸張の応力ピーク点を  $p$ - $q$  面上にプロットしたものである。両図より、過圧密粘土の繰返しせん断による圧縮および伸張の破壊包絡線は  $q$  軸上に切片を持ち  $p$  軸上の負の点  $p_r$  で交わる2本の直線で表すことが可能である。有明粘土については  $OCR=2$  のみであるが、五日市粘土については過圧密比が異なるにも拘らず、概ね一本の直線で表されるようである。つまり、この直線は過圧密特有の粘着力効果を兼ね備えた破壊条件を表現し



(a) 有明粘土 (正規圧密)



(b) 五日市粘土 (正規圧密)

図-7 軸ひずみ両振幅  $DA$  とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係

ているものと考えられる。

さて、ここでこの  $p_r$  から繰返し応力各サイクルのピーク点を結んだ直線の傾きを修正有効応力比  $\zeta_p (=q_{cyc}/(p-p_r))$  と定義する。当然のことではあるが先に述べた正規圧密粘土の  $\eta_p$  は、 $p_r=0$  のときの  $\zeta_p$  の特殊形である。このように定義された過圧密粘土の圧縮側ピーク時の修正有効応力比  $\zeta_p$  と軸ひずみ両振幅  $DA$  との関係を図-11に示す。図から両者の間には繰返し応力の大きさや繰返し回数によらず一義的な関係が存在し、その関係を次式で与えられる一本の双曲線で表すことが可能となる。

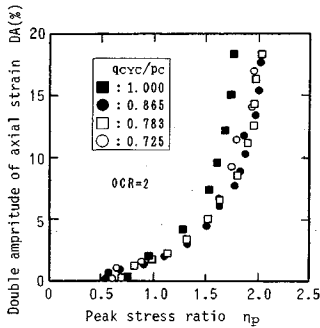
$$DA = \zeta_p / (a_2 + b_2 \zeta_p) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $a_2$ 、 $b_2$  は実験定数であり有明粘土では  $a_2=0.98$ 、 $b_2=-0.67$ 、五日市粘土では  $a_2=1.17$ 、 $b_2=-0.72$  であった。

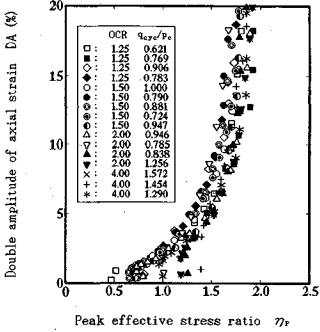
また、このような関係は伸張側においても同様な形で成り立つことが認められた。

c) 正規圧密および過圧密粘土の繰返しせん断強度

図-7、図-11から分かるように軸ひずみ両振幅と有効応力比の関係または修正有効応力比の関係は、どちらも軸ひずみ両振幅  $DA=10\%$  付近で双曲線がほぼ漸近線に沿うことから、本研究においては粘土の破壊を軸ひず



(a) 有明粘土 (過圧密)



(b) 五日市粘土 (過圧密)

図-8 軸ひずみ両振幅  $DA$  とピーク有効応力比  $\eta_p$  の関係

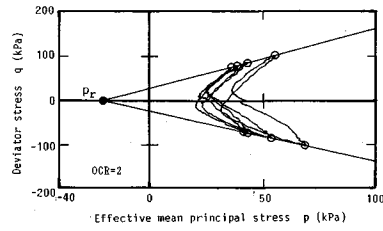


図-9 過圧密粘土の破壊包絡線 (有明粘土)

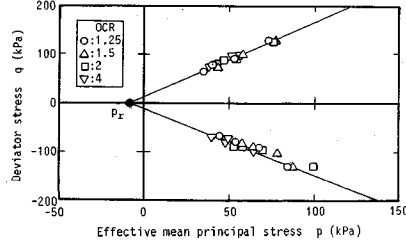
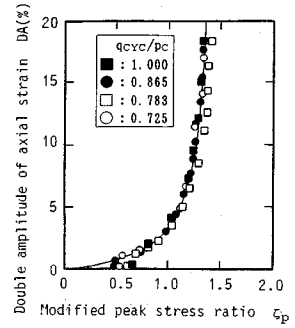
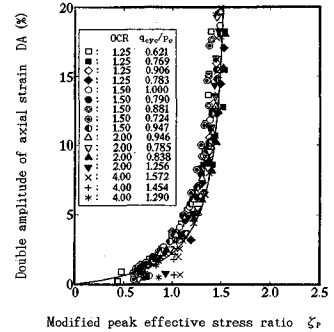


図-10 過圧密粘土の破壊包絡線 (五日市粘土)



(a) 有明粘土 (過圧密)



(b) 五日市粘土 (過圧密)

図-11 軸ひずみ両振幅  $DA$  とピーク修正有効応力比  $\zeta_p$  の関係

み両振幅  $DA=10\%$  で定義することにした。このように定義した正規圧密粘土と過圧密粘土の繰返しせん断強度曲線を図-12に示す。図から過圧密された粘土の繰返しせん断強度は正規圧密粘土のそれに比べかなり高くなっており、過圧密比の増加とともに増加することがわかる。

次に、過圧密五日市粘土の圧密履歴の影響について調べた。図-13は、 $OCR=1.5$ の試料における  $DA=2, 5, 10, 15\%$  に至るに必要な繰返し応力比  $q_{cvc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係を示したものである。図中黒塗りのプロットは先行圧密応力  $p_m=200$  kPa で圧密後、有効圧密応力  $p_c=133$  kPa まで除荷した HR 17 の試験結果を、白抜きのプロットは、 $p_m=150$  kPa で先行圧密した後  $p_c=100$  kPa まで除荷した HR 05~08 の試験結果をそれぞれ示している。この図からいずれの強度線においても応力履歴の影響は認められず、過圧密粘土の繰返しせん断強度は過圧密比のみに依存することがわかる。

図-14は図-12に示す繰返しせん断強度線を両対数紙上に再表示したものである。図から強度  $R_f$  と繰返し回数  $N$  の間には直線関係が認められ、次式により定式化した。

$$R_f = (q_{cvc}/p_c)_f = \kappa N^\beta \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $\beta$  は繰返しせん断強度線の勾配であり、正規圧密、過圧密を問わず一定となっており、有明粘土では

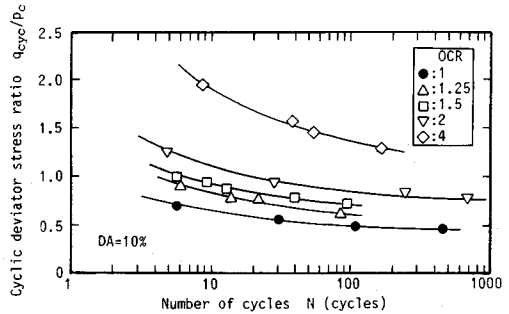


図-12 正規圧密、過圧密粘土の繰返し強度線の比較

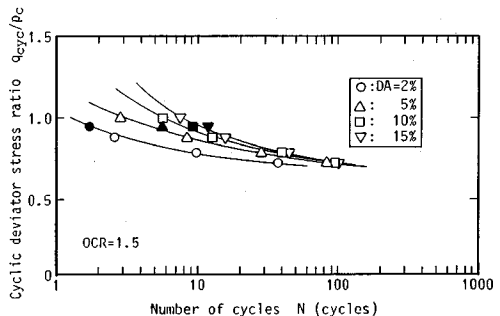
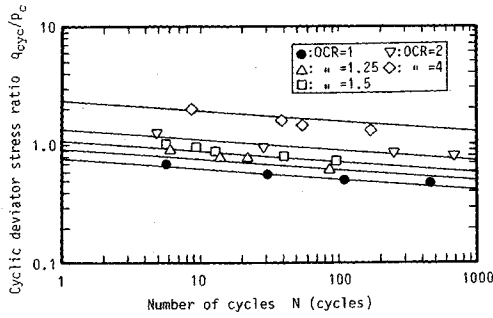
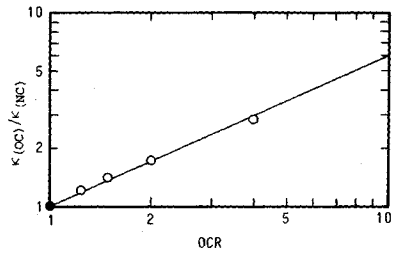


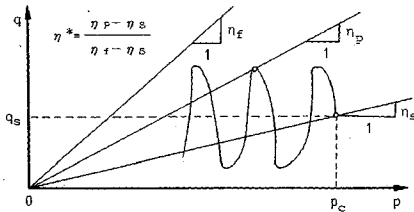
図-13 圧密履歴の違いによる繰返し応力比  $q_{cvc}/p_c$  と繰返し回数  $N$  の関係 (五日市粘土)



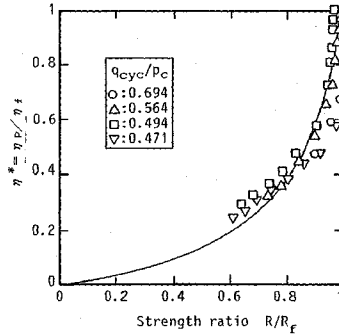
図—14 過圧密粘土の繰返し破壊強度  $R_f$  の定量化



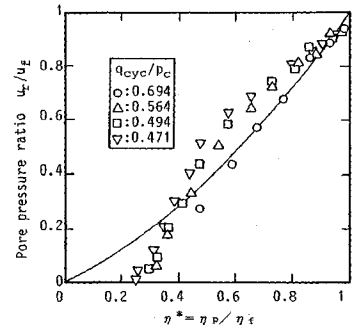
図—15  $\kappa(OC)/\kappa(NC)$  と OCR の関係



図—16 相対応力比  $\eta^*$  の概念図



図—17  $\eta^*$  と強度比  $R/R_f$  の関係



図—18 間隙水圧  $u_r/u_f$  と応力比  $\eta^*$  の関係

-0.117, 五日市粘土では -0.088 であった。  $\kappa$  は繰返し回数  $N=1$  回における  $R_f$  の値であり、過圧密比との間に図—15 に示すような両対数上で次式で与えられる直線関係が存在した。

$$\kappa(OC) = \kappa(NC) OCR^\alpha \dots \dots \dots (4)$$

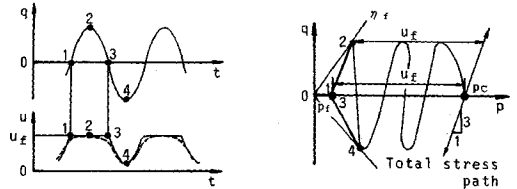
ここで、 $\alpha$  は直線の勾配で 0.8, また OC, NC はそれぞれ過圧密および正規圧密条件を表す。式 (4) の定式化により繰返しせん断強度  $R_f$  は次式のように書き換えられる。

$$R_f (= q_{cyc}/p_c)_f = \kappa(NC) OCR^\alpha N^\beta \dots \dots \dots (5)$$

式 (5) により繰返しせん断強度  $R_f$  は、過圧密比と繰返し回数の関数として表すことが可能である。

### 5. 軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧の予測モデル

筆者らは<sup>12),13)</sup>過去に繰返しせん断を受ける飽和砂の間隙水圧およびひずみの予測モデルの提案を行った。また、Kaggwa<sup>14)</sup>もカルカリアス砂を用いた繰返し三軸試験を行い同様の予測を行っている。一方、松井ら<sup>10)</sup>は粘土の平均主応力一定繰返し載荷試験を行い、クリープ挙動の予測に対する Singh・Mitchell<sup>15)</sup>の方法を参考に過剰間隙水圧挙動の推定式を導いている。また、Andersen<sup>6)</sup>は、いくつかのひずみレベルで規定した強度線の重ね合わせによる簡単なひずみ振幅の予測手法を提案し、海洋プラットホームの安定設計に適用している。ここで示す

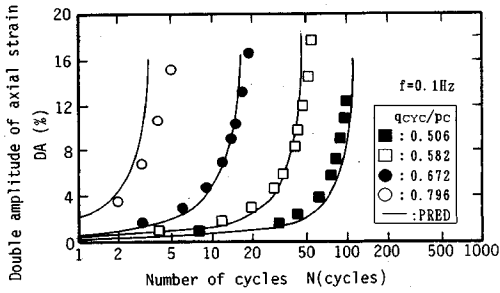


図—19 破壊時の残留間隙水圧の予測概念

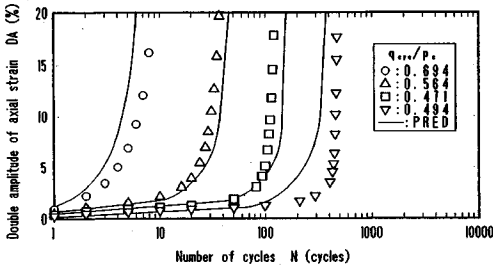
粘土の繰返しせん断挙動の予測手法は、筆者らが既に行った砂の予測手法<sup>12),13)</sup>に改良を加え<sup>16),17)</sup>粘土の挙動を忠実に表現しようとしたものである。

#### a) 正規圧密粘土の挙動の予測

ここでは、異方圧密砂の繰返しせん断挙動のモデル化<sup>13)</sup>のために作成した相対有効応力比  $\eta^*$  と繰返しせん断強度比  $R/R_f$  の、等方圧密下の粘土への適用を試みた。相対有効応力比  $\eta^*$  は、初期有効応力比  $\eta_s$  と破壊時の有効応力比  $\eta_f$  の間で任意の繰返し回数における有効応力比  $\eta_p$  の相対的な位置を表すもので、図—16 にその概念図を示した。等方応力状態では  $\eta_s=0$  であるため、 $\eta^* = \eta_p/\eta_f$  となり、 $\eta_f$  は破壊を定義した  $DA=10\%$  におけるピーク有効応力比である。この  $\eta^*$  と強度比  $R/R_f$  ( $R = q_{cyc}/p_c$ ,  $R_f = (q_{cyc}/p_c)_f$ ) の関係を示したものが図—17 である。ここで、 $R$  は载荷中一定であるが、 $R_f$  は繰返し回数の増加に伴い減少していき、 $R=R_f$  となった時点で破壊に至る。すなわち、強度比  $R/R_f$  は安全率の逆数に相当し、 $R/R_f=1$  に至った時破壊状態にあること



(a) 有明粘土



(b) 五日市粘土

図-20 軸ひずみ両振幅の実測値と予測結果

を意味する。繰返しせん断を受ける飽和砂においては両者にユニークな関係が見いだされた<sup>16)</sup>が、正規圧密粘土においても図のように、両者の間にはユニークな関係が存在し、この関係を原点と破壊点である座標 (1, 1) を通る双曲線により次式のように定式化した。

$$\eta^* = (R/R_f) / (m_1 + (1 - m_1) R/R_f) \dots \dots \dots (6)$$

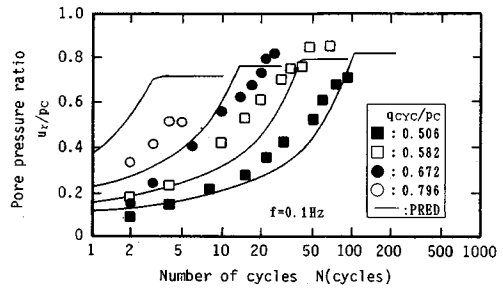
ここで  $m_1$  は実験定数であり、実験結果から  $m_1 = 6.5$  が得られた。

式 (1), (3), (6) を組み合わせ以下の方法により任意の大きさの繰返し応力と繰返し回数に対する軸ひずみ両振幅の予測が可能となる。まず、繰返し回数  $N$  を与えることにより式 (3) から強度  $R_f$  が求められる。 $R_f$  を式 (6) に代入し繰返し応力比  $R$  を与えることにより相対応力比  $\eta^*$  が得られ、これから繰返し回数  $N$  におけるピーク有効応力比  $\eta_p$  が求められる。 $\eta_p$  は、軸ひずみ両振幅  $DA$  との間に式 (1) で表される関係があるので、これより繰返し回数  $N$  におけるひずみの予測が可能となる。

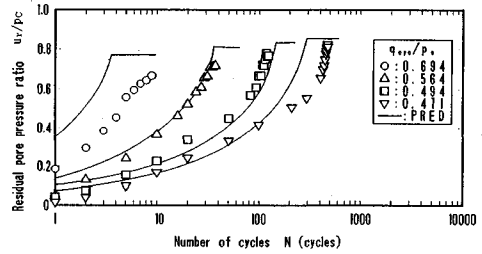
次に、残留間隙水圧を予測するために残留間隙水圧  $u_r$  を破壊時の最終間隙水圧  $u_f$  で正規化した  $u_r/u_f$  と  $\eta^*$  との関係を図-18 に示す。この図から  $u_r/u_f$  と  $\eta^*$  の間にややパラツキはあるが、原点と座標 (1, 1) を通る必要性から便宜的に放物線で近似を行い次式のように定式化した。また、後述する過圧密粘土の場合にも同一の関数形による表示を行うために、この放物線を採用した。

$$u_r/u_f = n_1 \eta^{*2} + (1 - n_1) \eta^* \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 $n_1$  は実験定数であり、実験結果から  $n_1 = 6.5$  が得られた。先に述べたように粘土の間隙水圧は破壊に



(a) 有明粘土



(b) 五日市粘土

図-21 残留間隙水圧の実測値と予測結果

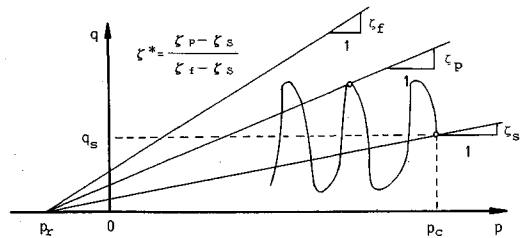
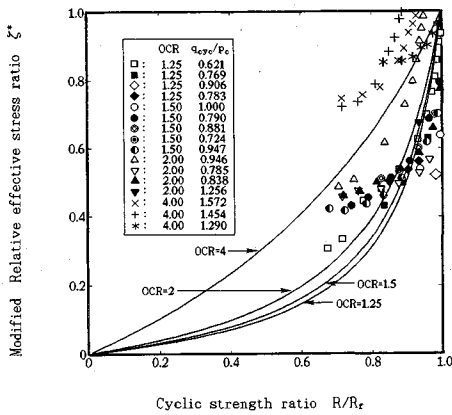


図-22 相対修正応力比  $\zeta^*$  の概念図

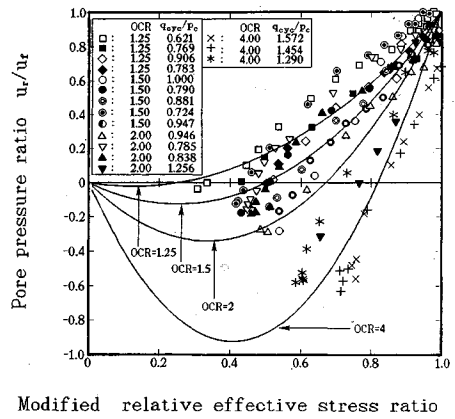
至っても初期拘束圧とは等しくならないため、最終的な間隙水圧  $u_f$  の評価が必要になる。図-4 (a), 図-6 (a) を見ると破壊時の間隙水圧は残留時点と圧縮側ピーク時点ではほとんど差がないようである。このことは、破壊時の圧縮側の有効応力経路が全応力経路と同様に 1:3 の勾配を持つことを意味している。図-19 は、この概念を模式的に示したものである。左図の点線は図-4 (a) の破壊時付近の間隙水圧を拡大して表している。また、右図に示した図より  $p_c$  と  $p_f$  の差が  $u_f$  となり、この概念に基づくと予測される破壊時の間隙水圧  $u_f$  は次式のように表せる。

$$u_f = p_c - R/\eta_f + q_{cvc}/3 \dots \dots \dots (8)$$

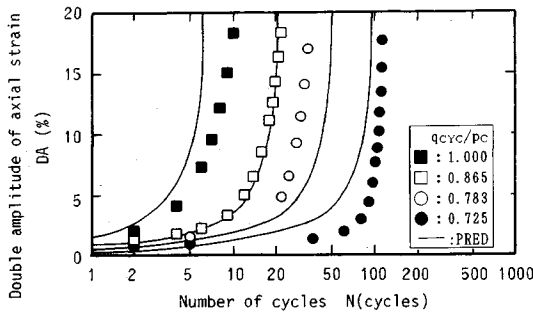
式 (3), (6), (7), (8) からひずみの場合と同様の手順で残留間隙水圧の予測が可能となる。この手法により行った軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧の予測結果をそれぞれ図-20, 図-21 に示す。ただし、有明粘土については周波数 0.1 Hz の結果を示している。これらの図から予測結果が実験結果をよく表現していることが分かる。



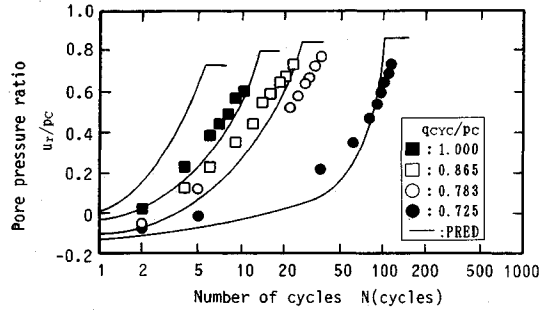
図—23 ζ\*と強度比  $R/R_f$  の関係



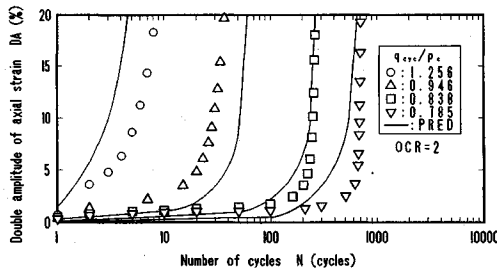
図—24 間隙水圧  $u_r/u_r$  と応力比  $\zeta^*$  の関係 (過圧密)



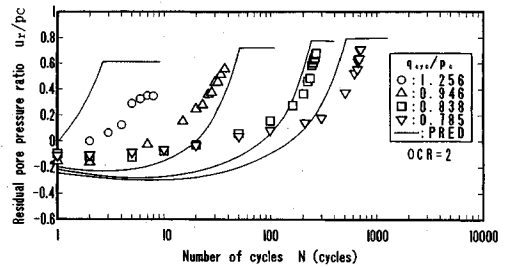
(a) 有明粘土, OCR=2



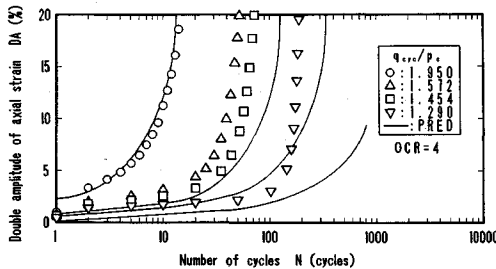
(a) 有明粘土, OCR=2



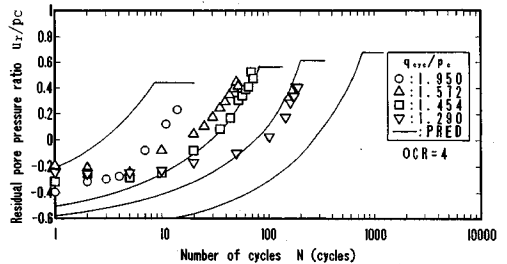
(b) 五日市粘土, OCR=2



(b) 五日市粘土, OCR=2



(c) 五日市粘土, OCR=4



(c) 五日市粘土, OCR=4

図—25 軸ひずみ両振幅の実測値と予測結果

図—26 残留間隙水圧の実測値と予測結果

b) 過圧密粘土の拳動の予測

予測手法は正規圧密粘土の場合とほとんど同じである。正規圧密粘土と同様、過圧密粘土に対して定義した相対修正有効応力比  $\zeta^*$  の概念図を図—22 に示した。過

圧密の場合も等方応力状態であるため、 $\zeta^*$  は  $\zeta^* = \zeta_b/\zeta_f$  で表され、 $\zeta_f$  は  $DA=10\%$  におけるピーク修正有効応力比である。この  $\zeta^*$  と強度比  $R/R_f$  の関係を図—23 に示した。ここで行った実験が比較的大きな繰返し



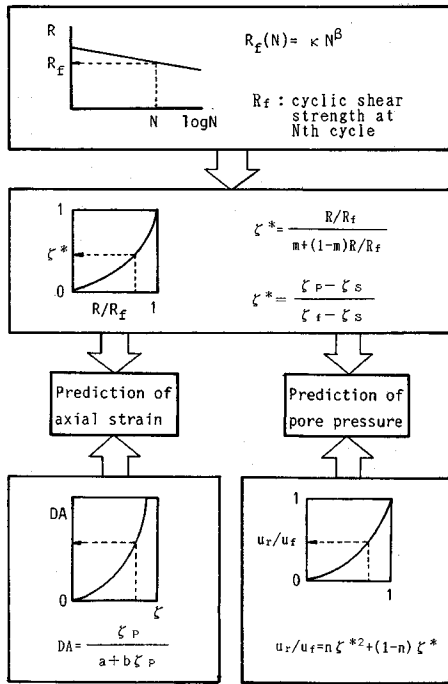


図-27 予測手法のフローチャート

応力のもとであったのでプロットが右上部分に集中し、また、かなりばらつきも見られるが正規圧密粘土の  $\eta^* \sim R/R_f$  関係と同様、原点と座標 (1, 1) を通る双曲線により次式のように定式化した。

$$\zeta^* = (R/R_f) / \{m_2 + (1-m_2)R/R_f\} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $m_2$  は実験定数であるが、過圧密比との間に次式によって表される関係が得られた。

$$m_2 = 10 - 13 \log(\text{OCR}) \dots\dots\dots (10)$$

なお、図-23 中の曲線は式 (9), (10) により描かれたものである。ここで、式 (2), (5), (9), (10) を組み合わせることにより任意の大きさの繰返し応力と繰返し回数ならびに過圧密比に対する軸ひずみ両振幅の予測が可能になる。

次に、残留間隙水圧について間隙水圧比  $u_r/u_f$  と応力比  $\zeta^*$  との関係を図-24 に示す。この図から  $u_r/u_f$  と  $\zeta^*$  を正規圧密の場合と同様次式で表した。

$$u_r/u_f = n_2 \zeta^{*2} + (1-n_2) \zeta^* \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $n_2$  は実験定数であり、過圧密比との間に次式で表される関係が得られた。

$$n_2 = 0.54 + 8.25 \log(\text{OCR}) \dots\dots\dots (12)$$

また、破壊時の間隙水圧は式 (8) の  $\eta_f$  を  $\zeta_f$  に置き換え  $p_r$  を考慮することにより次式で表せる。

$$u_f = p_c - R/\zeta_f - p_r + q_{cuc}/3 \dots\dots\dots (13)$$

軸ひずみの計算過程において  $\zeta^*$  が既知であれば、式 (5), (9), (11), (12), (13) より任意の大きさの繰

返し応力、繰返し回数と過圧密比に対する残留間隙水圧の予測が可能になる。以上述べた手法により行った軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧の予測結果をそれぞれ図-25, 図-26 に示す。これらの図から予測結果は過圧密特有の負の間隙水圧の発生など実験結果をよく表現している。

繰返し载荷によって発生する軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧の一連予測手法を図-27 のフローチャートに簡単に示した。図には過圧密における  $\zeta^*$  の関係式を示しているが、前述したように正規圧密の  $\eta^*$  は  $\zeta^*$  の特殊形であり、 $\eta^*$  でも全く同じように定式化される。

以上、正規圧密、過圧密粘土の繰返しにより発生するひずみならびに間隙水圧の評価を行ってきたが、複雑な初期応力状態にも拘らず、同一の予測モデルによる一貫した手法により両者の予測が可能となり、提案する予測手法の妥当性が明らかとなった。

### 6. 結 論

本研究は、繰返し再構成した有明、五日市粘土を用いて等方正規圧密下の非排水繰返し三軸圧縮試験を行うことにより、繰返しせん断を受ける軟弱粘土地盤の挙動を明らかにしようとしたものである。まず、繰返しせん断挙動における粘土の载荷周波数依存性の影響を調べるために、周波数の異なるいくつかの実験を行った。得られた実験結果から繰返しせん断により累加する正規圧密粘土および過圧密粘土の軸ひずみと間隙水圧の定量化を試み、それらの予測手法の提案を行った。これらの結果を要約すると以下の通りである。

(1) 粘土の繰返しせん断試験においては、同一の繰返し回数では载荷周波数が低いほど軸ひずみ、間隙水圧とも大きく現れ供試体内の含水比分布はより一様に近づく。

(2) 正規圧密粘土の軸ひずみ両振幅とピーク有効応力比の間には、繰返しせん断応力の大きさや繰返し回数に関係なく一義的な関係が存在し、その関係は一本の双曲線で表せる。一方、過圧密粘土では粘着力の効果を取り入れた修正有効応力比を用いたところ、軸ひずみ両振幅との間に繰返し応力の大きさや繰返し回数に依らず一義的な関係が成立し、この関係を双曲線で表すことが可能になった。

(3) 過圧密粘土の繰返しせん断強度は圧密経路には依存せず過圧密比に依存して変化する。

(4) 提案したモデルを用いて軸ひずみ両振幅と残留間隙水圧を予測した結果、正規圧密粘土、過圧密粘土とも実験結果と良好な対応を示した。

謝辞：本研究を行うにあたり有益な御助言を頂いた山口大学社会建設工学科村田秀一教授、安福規之助手、また、

実験の遂行上ご助力を戴いた山本修三技官に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J.I., Jaime, A. and Lysmer, J.: Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of september 19, 1985, Report No.1 UCB/EERC-87/15, Univ. of California, Berkeley, 1987.
- 2) Mendoza, M.J. and Auvinet, G.: The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Behaviour of building foundations in Mexico City, Earthquake Spectra, Vol.4, No.4, pp.835~852, 1988.
- 3) Henkel, D.J.: The role of waves in causing submarine landslides, Geotechnique, Vol.20, No.1, pp.75~80, 1970.
- 4) Eide, O., Andersen, K.H. and Lunne, T.: Observed foundation behavior of concrete gravity platforms installed in the North Sea, 1973-1978, Proc. Int. Conf. on the Behaviour of Off-shore Structures, Vol.2, pp.435~456, 1979.
- 5) Andersen, K.H., Kleven, A. and Heien, D.: Cyclic soil data for design of gravity structures, Proc. ASCE, Vol.114, No.GT5, pp.517~539, 1988.
- 6) Andersen, K.H. and Lauritzen, R.: Bearing capacity for foundations with cyclic loads, Proc. ASCE, Vol.114, No.GT5, pp.540~555, 1988.
- 7) 長井健・畑又佐男・松崎幸一・岡本憲三: 交通荷重による盛土の振動と沈下について, 第7回土質工学研究発表会, pp.241~244, 1972.
- 8) Yamanouchi, T. and Yasuhara, K.: Settlement of clay subgrades of low bank roads after opening to traffic, Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Vol.1, pp.115~119, 1979.
- 9) 久楽勝行・三木博史・真下陽一・関一雄: 軟弱地盤の低盛土道路の沈下とその対策, 土木技術資料, 22-8, pp.13~17, 1980.
- 10) 松井保・小原秀夫・伊藤富雄: 飽和粘土の力学特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集第257号, pp.41~51, 1977.
- 11) Pocter, D.C. and Khaffaf, J.H.: Cyclic triaxial tests on Remoulded Clay, Proc. ASCE, Vol.110, No. GT10, pp.1431~1445, 1984.
- 12) 兵動正幸・村田秀一・藤井照久: 初期せん断を受ける飽和砂の繰返しせん断変形の評価, 第24回土質工学研究発表会概要集, pp.801~804, 1989.
- 13) Hyodo, M., Murata, H., Yasuhuku, N. and Fujii, T.: Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60~76, 1991.
- 14) Kagawa, W.S., Poulos, H.G. and Carter, J.P.: Response of carbonate sediments under cyclic triaxial test conditions.
- 15) Singh, A. and Mitchell, J.K.: General stress strain time function for soils, Proc. ASCE, Vol.94, SM1, pp.21~46, 1968.
- 16) 兵動正幸・山本陽一・村田秀一・安福規之・杉山太宏: 繰返しせん断を受ける粘土の間隙水圧及び変形の評価, 第24回土質工学研究発表会概要集, 1991.
- 17) Hyodo, M., Yasuhara, K. and Hirao, K.: Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol.32, No.4, pp.117~127, 1992.

(1993. 4. 16 受付)

EVALUATION OF PORE PRESSURE AND STRAIN OF NORMALLY CONSOLIDATED AND OVERCONSOLIDATED CLAY SUBJECTED TO CYCLIC SHEAR STRESS

Masayuki HYODO, Motohiro SUGIYAMA, Youichi YAMAMOTO and Yoriharu KAWATA

A series of undrained cyclic triaxial compression tests has been performed on high plasticity marine clays. Testing was performed on not only normally consolidated but also overconsolidated specimens under various combinations of overconsolidation ratio and cyclic shear stresses. At first, the effect of frequency on development of pore pressure and strain was investigated. Then, the cyclic shear strain amplitude was related with effective stress ratio at the peak of cyclic axial stress for normally consolidated sample while it was related with modified effective stress ratio for overconsolidated sample. A semi-empirical model was proposed for evaluating the development of pore pressure and residual shear strain with number of cycles. The model successfully explained the behaviour of both normally consolidated and overconsolidated clays subjected to various cyclic shear stresses.