

投稿論文 (和文)
PAPERS

繰り返し載荷を受ける鋭敏粘土のせん断挙動

西田一彦*・井上啓司**・中山義久***

本研究は繰り返し載荷をうけた鋭敏粘土の強度特性の研究の成果を述べたものである。予め種々の拘束圧で圧密した供試体に繰り返し載荷を行い、供試体に発生する過剰間隙水圧と変形の挙動を調べた。さらに、所定の回数の繰り返し載荷を与えた後の供試体の強度と繰り返し載荷後、再圧密した供試体の強度を比較した。

その結果、この鋭敏粘土は繰り返し載荷を受けることにより土粒子間の結合が破壊されると再圧密後においても強度の回復はかなり小さいことが明らかとなった。

Key Words: sensitive clay, repeated loading, excess pore pressure, undrained strength, consolidation

1. ま え が き

砂質土の動的繰り返し荷重下における挙動については、1964年の新潟地震を契機に盛んに行われてきた。しかし、粘性土は、液状化しにくいという先入観から研究は砂質土より少なく、1955年ごろから、いくつかの研究が始められた。

しかし、粘性土地盤においても砂と同様、地震力や交通荷重、工事中の振動、波浪による動的環境に置かれるケースも多い。とくに、鋭敏粘土地盤においては、地震のみならず杭、矢板の打ち込みによる振動、重機走行による振動を受けると大きな変形が生じ、条件が悪ければ破壊に至る可能性が考えられる¹⁾。しかし、これらの動的諸条件下における鋭敏粘土の挙動についてはまだ不明な点が多い。本論文は乱さない「東大阪鋭敏粘土」¹⁾に繰り返し載荷を与え、その時の供試体の挙動及び動的履歴がその後の供試体のせん断特性に与える影響を正規圧密状態と過圧密状態について調べ、その研究結果を述べたものである。

2. 従来の研究

鋭敏粘土は周知のように北欧、北米を中心として広く分布し、クイックレーのような特異な性質をもつ粘土の成因、物理化学、力学的性質については古くから研究されている^{2)~4)}。力学的性質としては、活性度が0.2と小さいこと、 c_u/p が0.09~0.13と小さいこと、鋭敏度が大きいことなどが挙げられている⁵⁾。

一方、わが国においても、有明海沿岸に存在する軟弱鋭敏粘土については、種々の観点から研究が進められて

いる。そして、鋭敏粘土の成因として、Naイオンの溶脱が挙げられている⁶⁾。

粘性土の動的性質に関する比較的初期のものとしては、最上、山口、中瀬、(1955)の振動加速度とせん断強度の関係に関する研究⁷⁾、Seed (1960)によるサンフランシスコ湾粘土の動的性質⁸⁾、村山、柴田 (1960)の加速度とせん断強さの関係⁹⁾などである。

また柴田、長谷川 (1973)は粘土の動的載荷の下で発生する間隙水圧を調べ、せん断応力振幅と拘束圧の比が0.2以下では破壊が生じないとし、間隙水圧が増大すると液状化することを推定している¹⁰⁾。

Brown and Hyde (1975)は過圧密比の異なるシルト質粘土の繰り返し載荷試験と静的載荷試験の比較で繰り返し載荷の方が永久ひずみの発生が大きいの、破壊は静的載荷試験より低レベルでおこることを示している¹¹⁾。伊藤、松井、小原 (1977)は人工的な圧密粘土を繰り返し載荷後、再圧密すると間隙水圧と間隙比の変化が直線的になること、また、せん断応力振幅からみると、静的クリープと同様上限降伏値と下限降伏値があることを示している¹²⁾。大原、松田 (1978)もカオリンを用いて、繰り返し単純せん断試験を行い、間隙水圧と、せん断強度の関係調べた¹³⁾。網干、森脇、佐渡村 (1980)も粘土の振動三軸試験を行い、載荷中のひずみ増加率と繰り返し回数の対数を表す曲線にひずみ増加率の最小値が現れることを示している¹⁴⁾。

落合、林、坂井、久保 (1986)は粘土に対して外力のなす仕事に着目し、間隙水圧の上昇と拘束圧の関係を示す実験式を求めている¹⁵⁾。一方、安原ら¹⁶⁾ (1985)・松井、阿部ら¹⁷⁾ (1988)は繰り返し載荷中の過剰間隙水圧が既知であれば、載荷直後のせん断強さが予測できることを示し、繰り返し載荷の影響は強度よりも変形特性の変化として顕著に現れると述べている。山崎、善ら (1991)は繰り返し載荷後の粘土の劣化特性と静的強度の関係か

* 正会員 工博 関西大学 教授
(〒565 吹田市山手町 3-3-1)

** 正会員 協同組合関西土質研究センター 専務理事

*** 正会員 工修 (同上) 課長

表-1 試料の物理的性質

試料	w_l (%)	w_p (%)	w_n (%)	I_L loss (%)	e_s	Sr (%)	p_c	粒度組成			ρ_s (g/cm^3)	土質 分類	鋭敏比
								砂	3分	粘土			
東大阪 鋭敏粘土 (不攪乱)	76.6 ~ 81.9	26.0 ~ 27.6	67.7 ~ 74.7	7.78	1.84 ~ 1.93	89.7 ~ 100	2.68 ~ 2.68	5.0 ~ 8.0	45.0 ~ 47.0	47.0 ~ 49.0	1.57 ~ 1.61	CH	8 ~ 15
	大阪湾 海底粘土 (攪乱再圧密)	88.9	44.2	67.8 ~ 69.1	8.20	1.79 ~ 1.82	100	2.65	1.5	37.0	61.5	1.50	CH

ら繰り返し载荷後の変形係数変化の予測式を求めている¹⁸⁾。安原, Andersen (1991) らは不攪乱ドラメン粘土に対して行った排水を伴う非排水繰り返し三軸試験の結果, 载荷・排水後, 正規圧密粘土は強度が増加し, 過圧密粘土では強度が低下すると述べている¹⁹⁾。松井ら (1992) はひずみ制御による繰り返し载荷を与えた後の供試体のせん断強度の予測式を示している²⁰⁾。

しかし, これらの研究は一部^{19), 21), 22)}を除き, 一般に普通の粘土でしかも人工的に圧密されたものに対するものが多く, 天然のしかも鋭敏な粘土に対するものは少ない。そこで, 以下, 自然地盤から採取した通称「東大阪鋭敏粘土」¹⁾に対する実験結果について述べるものである。

3. 試料の性質

本研究で用いた試料の採取場所は大阪市鶴見区にある, いわゆる東大阪鋭敏粘土の分布地域の掘削工事現場である。この地域は, 4000~5000年前には海域であり, その後海退によって海から湖へ, さらに陸化して平地になったものと推定されている。この鋭敏粘土が特に厚く分布する場所は大和川, 寝屋川, 長瀬川の合流地点に当り, そこでは海成粘土が長時間地下水によって溶脱されたと推定されている²³⁾。試料は深さ10m付近の掘削露頭面でブロックサンプリングしたもので比較的均質である。また, 比較のため大阪湾の海底から採取された粘土を再圧密したものを用いた。それらの物理的性質は表-1のとおりである。

表-1によると物理的性質は東大阪鋭敏粘土と大阪湾海底粘土は類似点が多い。しかし, w_p は大阪湾海底粘土が東大阪鋭敏粘土より少し大きいこと, 粘土分は大阪湾海底粘土のものが東大阪鋭敏粘土のものよりすこし大きいことが判る。また液性指数 I_L は1程度であり, 三笠の状態図²⁴⁾ ($I_L \sim q_u/2$) にプロットした場合「鋭敏粘土」の分類にあてはまる。

また, 本研究で用いた東大阪鋭敏粘土に対して行った三軸試験機による圧密結果によると $p_p = 0.95 \text{ kgf/cm}^2$ (図-3参照), \bar{C}_U 試験による強度定数は, 正規圧密領域で $c' = 0 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi' = 28.84^\circ$, 過圧密領域で $c' = 0.284 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi' = 12.49^\circ$ となった。また一軸圧縮強度 $q_u = 0.57 \text{ kgf/cm}^2$, 鋭敏比は $s_r = 8 \sim 15$ 程度である。

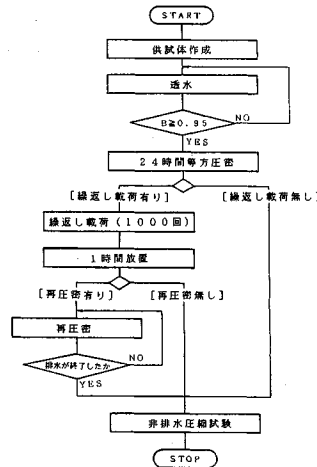


図-1 実験の手順

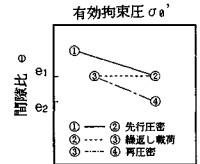


図-2 実験過程

4. 実験方法

用いた実験装置は電気油圧サーボ式振動三軸試験機である。その能力は, 最大軸荷重 100 kgf, 最大軸変位 50 mm, 最大側圧 10 kgf/cm^2 , 間隙水圧 10 kgf/cm^2 , 内部軸変位 2 mm, 体積変化容量 50 cc を限度とするもので, 周波数 0.001~10 Hz で, 軸圧と側圧を交互にしかも独立に作用させることができる。

供試体は東大阪鋭敏粘土の場合, ブロック状のサンプルから直径 5 cm, 高さ 10 cm に成形したもので, クラックや貝殻をできるだけ含まない部分を選んだ。大阪湾海底粘土はシンウォールサンプラーで採取した試料を液性限界以上で十分に練り返し, $\sigma'_v = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で 100 日間予圧密したものから東大阪鋭敏粘土の場合と同様に供試体を作成した。

実験の手順は図-1 に示した通りである。まず, 供試体をセットし, 周面にパーバドレーン用のろ紙を巻き, ゴムスリーブを装着し, セルを組み立てる。小さな側圧を与え, 供試体下部より通水し, 空気を取り除く。その後, 供試体の飽和度を上げるため下部よりバックプレッシャー ($B.P = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$) を 10 時間与える。つぎに間隙水圧係数 B 値が 0.95 以上になっていることを確認する。

圧密圧力 (初期応力) σ'_v は (図-3 参照) 過圧密状態 0.5 kgf/cm^2 , 先行圧密圧力 0.95 kgf/cm^2 , 正規圧密状態 2.0 kgf/cm^2 の 3 状態で各々, 図-2 ①→② の過程で 24 時間等方圧密する。

つぎに圧密終了後, 図-2 ②→③ 過程で, 非排水状態において, 周波数 0.5 Hz, サイン波形の二方向载荷, すなわち平均主応力一定で軸圧 σ_a と側圧 σ_r を交互に変化させて繰り返し载荷を行う。このとき側圧は水圧によって载荷している。そして繰り返し载荷中の供試体の

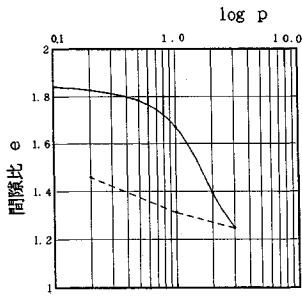


図-3 e-log p 曲線

軸方向荷重, 過剰間隙水圧, および軸方向変位の変化を記録する。

周波数を 0.5 Hz としたのは, 沖積粘土地盤における杭の打設, サンドレーンの打込みなどでは, 周波数 0.1~10 Hz 程度であることが明らかにされているからである²⁵⁾。

繰り返し载荷中の供試体の変化を観察し, 変形が著しく増大し, 軸ひずみ両振幅が 5% に達した場合は, その時点で载荷を中断する。それ以外は, 1000 回まで繰り返し载荷を続ける。その後, 過剰間隙水圧が安定するまで約 1 時間放置し, 非排水状態で, 軸ひずみ速度 0.2% /min で静的 CU 試験を行う。また別の供試体を繰り返し载荷後, 4 時間の再圧密を行い, 過剰間隙水圧を消散させたのち, 静的 CU 試験を行った (図-2 ③→④)。

5. 実験結果と考察

(1) 繰り返し载荷中の応力ひずみ特性

各応力比 $r = (\text{せん断応力振幅 } \tau_a / \text{圧密圧力 } \sigma'_0)$, ただし $\tau_a = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ とせん断ひずみ γ の関係を各供試体の応力条件に応じて求めることができる。この場合せん断ひずみ γ について供試体は非排水状態にあるのでポアソン比 ν を $\nu = 0.5$ として軸ひずみ ϵ_1 より求め, $\gamma = 1.5 \epsilon_1$ とした。その 1 例を $\sigma'_0 = 0.95 \text{ kgf/cm}^2$, $r = 0.45$ の場合について示したのが図-4 である。このように, 繰り返し回数的小さいときはせん断ひずみも小さく, その比である剛性率は大きい, が, 繰り返し回数の増大とともに急激にひずみは増大して剛性率は低下する。

そこで, $\sigma'_0 = 0.5, 0.95, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の供試体の各種 r のときの载荷中の軸ひずみ両振幅と载荷回数との関係を示したのが図-5 (a) (b) (c) である。これによると, r が大きくなると, 軸ひずみ両振幅が急増して破壊に至るまでの回数が小さくなる事が明らかである。

(2) 繰り返し载荷中の発生間隙水圧

$\sigma'_0 = 0.5, 0.95, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ における応力比をパラメーターとし, 過剰間隙水圧 Δu と载荷回数 N との関連性を調べた。この場合, 繰り返し時の過剰間隙水圧はそれぞれの繰り返し回数における最大と最小の平均である。

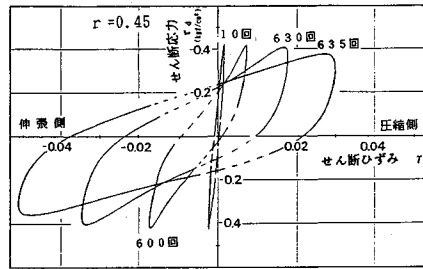


図-4 繰り返し载荷中の応力-ひずみ曲線

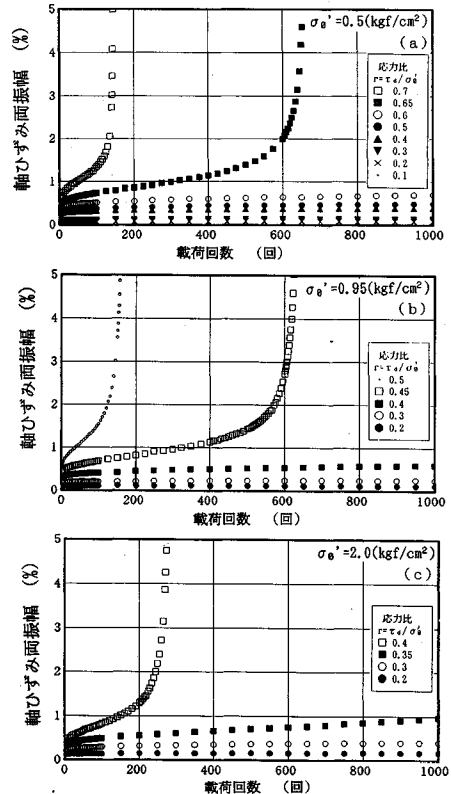


図-5 (a) (b) (c) 载荷回数と軸ひずみ両振幅

過剰間隙水圧の発生は繰り返し初期に大きく, 次第になだらかになる。それらの結果を示したのが図-6 (a) (b) (c) である。繰り返し载荷中の過剰間隙水圧がクリープにおける軸ひずみ挙動に類似していることは, 松井ら¹²⁾ Hyde ら²⁶⁾によっても報告されている。これらの関係を示したのが図-7 (a) (b) (c) である。これは過剰間隙水圧の増加速度 $\Delta \dot{u}$ と繰り返し累積時間 t (=繰り返し回数 $N \times$ 周期 $T = 2 \text{ sec}$) との関係を示したのが図-7 (a) (b) (c) である。これは過剰間隙水圧の増加速度 $\Delta \dot{u}$ が $\log t$ に対してはほぼ一定の傾きで減少していることがわかる。この結果はこの実験の周期 $T = 2 \text{ sec}$ についてのみ言えることである。

Singh and Mitchell²⁷⁾のひずみからみたクリープ現象

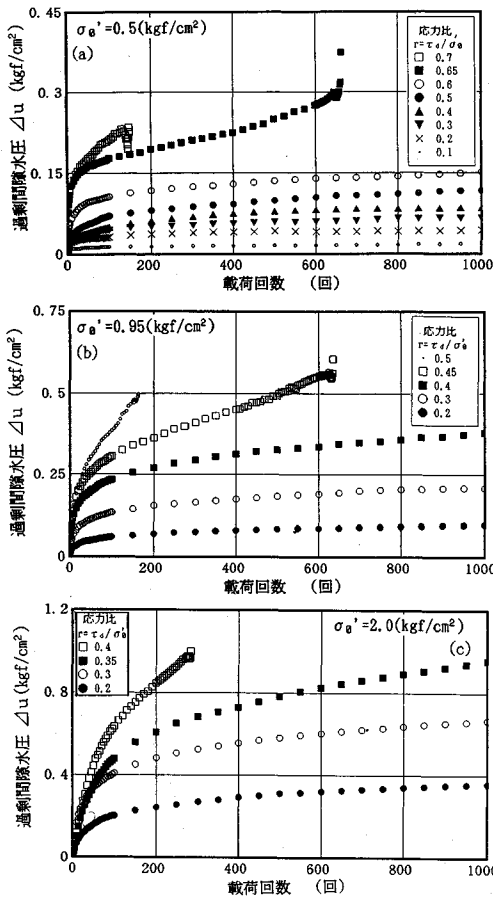


図-6 (a) (b) (c) 载荷回数と過剰間隙水圧

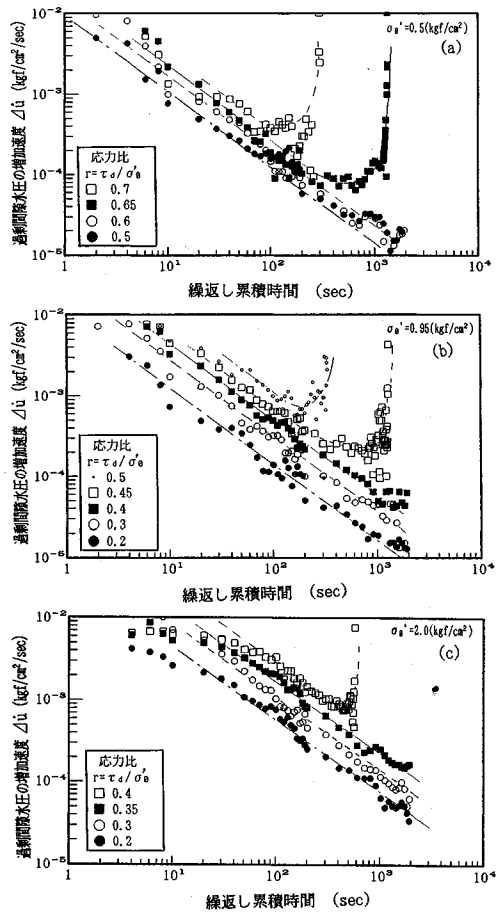


図-7 (a) (b) (c) 繰返し累積時間と過剰間隙水圧の増加速度

の研究結果を参考にして、ひずみを間隙水圧によって表示すると

$$\ln \Delta \dot{u} = \ln \Delta \dot{u}(t_1, r) - m \cdot \ln(t/t_1) \dots \dots \dots (5-1)$$

ここに m は比例係数で図-7の直線部の勾配、 t_1 は基準時間、 $\Delta \dot{u}(t_1, r)$ は基準時間 t_1 における過剰間隙水圧の増加速度である。 t は繰返し累積時間である。

図-8 (a) (b) (c) は各拘束圧における過剰間隙水圧の増加速度 $\Delta \dot{u}$ の対数と応力比 r との関係を示している。この関係が直線状であると仮定して

$$\ln \Delta \dot{u} = \ln \Delta \dot{u}(t, r_0) + \alpha r \dots \dots \dots (5-2)$$

$\Delta \dot{u}(t, r_0)$ は応力比 $r=0$ における仮定の $\Delta \dot{u}$ の値である。 α は比例係数で図-8の直線部の勾配である。

式 (5-1) と式 (5-2) より $\ln \Delta \dot{u}$ を消去すると

$$\ln \Delta \dot{u}(t_1, r) - m \cdot \ln(t/t_1) = \ln \Delta \dot{u}(t, r_0) + \alpha r \dots \dots \dots (5-3)$$

$r=0$ を考えると

$$\ln \Delta \dot{u}(t, r_0) = \ln \Delta \dot{u}(t_1, r_0) - m \cdot \ln(t/t_1) \dots \dots \dots (5-4)$$

$\ln \Delta \dot{u}(t_1, r_0)$ は基準時間 t_1 における応力比 $r=0$ における仮定の $\Delta \dot{u}$ の値である。式 (5-2) と式 (5-4) より

$$\ln \Delta \dot{u} = \ln \Delta \dot{u}(t_1, r_0) + \alpha r - m \cdot \ln(t/t_1) \dots \dots \dots (5-5)$$

さらに

$$\Delta \dot{u} = \Delta \dot{u}(t_1, r_0) \cdot \exp(\alpha r) \cdot (t_1/t)^m \dots \dots \dots (5-6)$$

式 (5-6) を積分すると

$$\Delta u = \Delta \dot{u}(t_1, r_0) \cdot \exp(\alpha r) \cdot (t_1)^m \cdot (1/(1-m)) t^{(1-m)} + \text{const} (m \neq 1) \dots \dots \dots (5-7)$$

この式の中の3つの定数 m , α , $\Delta \dot{u}(t_1, r_0)$ は少なくとも2種の応力比による繰返し载荷試験よりもとまる。

その1例を示すと図-9の通りである。これによると r の比較的小さい範囲ではよく計算値と実測値は一致するが r が大きくなると大きなずれが生ずる。

また過剰間隙水圧の増加速度 $\Delta \dot{u}$ と応力比 r との関係繰返し累積時間をパラメータにして示したのが図-10 (a) (b) (c) である。これより、 $\Delta \dot{u}$ が0のところ、勾配の急変点がそれぞれ動的下限降伏値、動的上限降伏値¹²⁾に相当するものと考えられる。

(3) 外的作用エネルギーと発生間隙水圧の関係

繰返し载荷中の応力・ひずみの関係は図-4にしめしたようにヒステリシスループを描く。そして、供試体に外部から加えられた仕事の内、供試体内で消費される

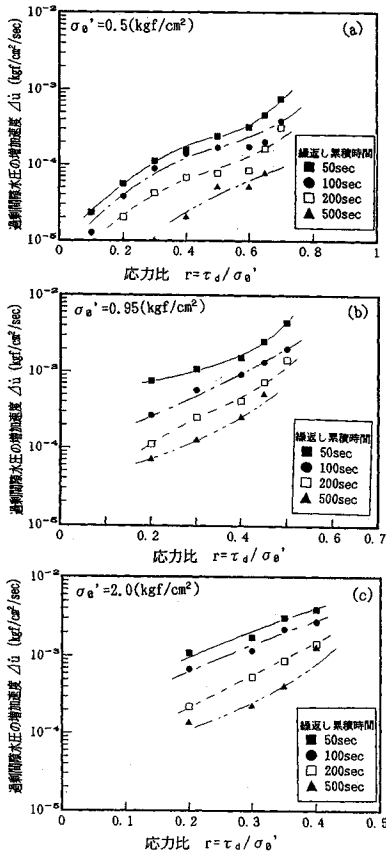


図-8 (a) (b) (c) 応力比と過剰間隙水圧の増加速度

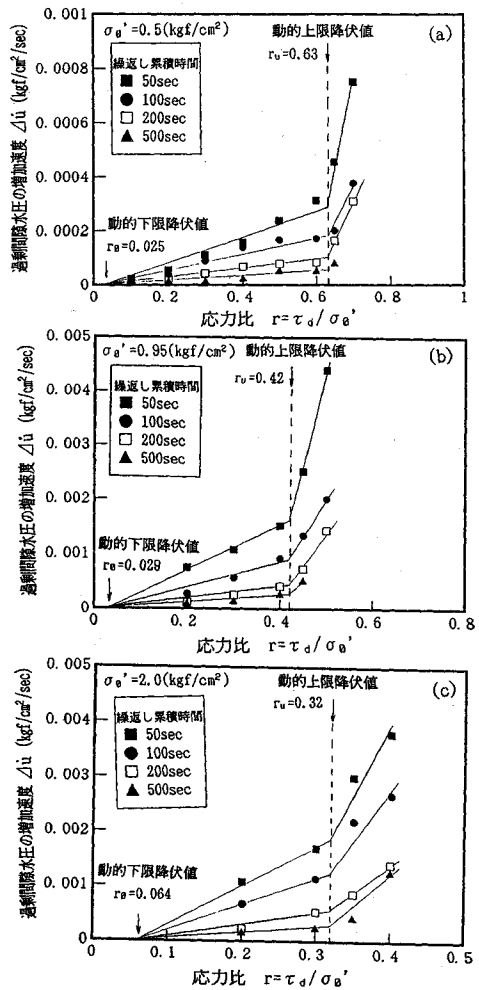


図-10 (a) (b) (c) 応力比と過剰間隙水圧の増加速度

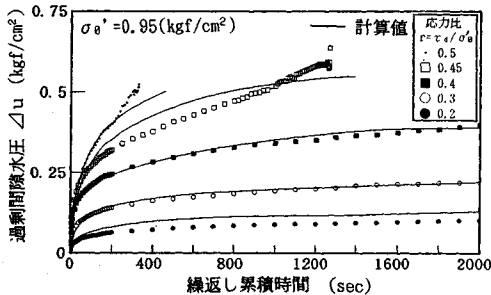


図-9 過剰間隙水圧の実験値と計算値の比較

エネルギー（累積減衰エネルギー）はヒステリシスループの内面積の総和となるはずである²⁸⁾。ここで、このループを多角形として各繰り返し段階でのループ内の面積をコンピュータにより計算加積したもの（累積減衰エネルギー ΣW ）と Δu の関係を示したのが図-11 (a) (b) (c) である。

これによると既述の Δu と N の関係には似ているが u が急激に増大する第1段階、緩やかに増大する第2段階があり¹⁹⁾、再び増大する第3段階が明確ではない。そして、第2段階での曲線は直線に近く、これらは互いにはほぼ平行に配列している。

いま、落合らの方法¹⁵⁾ にならぬ累積減衰エネルギー ΣW を初期応力 σ'_e で除して正規化すると

$$\Sigma W / \sigma'_e = aN^b \dots \dots \dots (5-8)$$

$$a = 0.0126 r^{0.182}$$

$$b = 0.049 + 1.02 r$$

で実験式を表現することができる。 u もまた W と関係するはずである。そこで Δu と W の対数を取り、応力比をパラメーターとして表現する。ここで Δu も σ'_e で正規化し、この関係を表わすと

$$\Delta u / \sigma'_e = c + d \log (\Sigma W / \sigma'_e) \dots \dots \dots (5-9)$$

c, d は定数であり

$$c = 1.41 r^{1.60}, d = 0.721 r^{1.91}$$

で表すことができる。この式によって結果を表したのが図-12 (a) (b) である。また、 Δu を N の関係式 (5-8), (5-9) を用いて

$$\Delta u / \sigma'_e = c + d \log (aN^b) \dots \dots \dots (5-10)$$

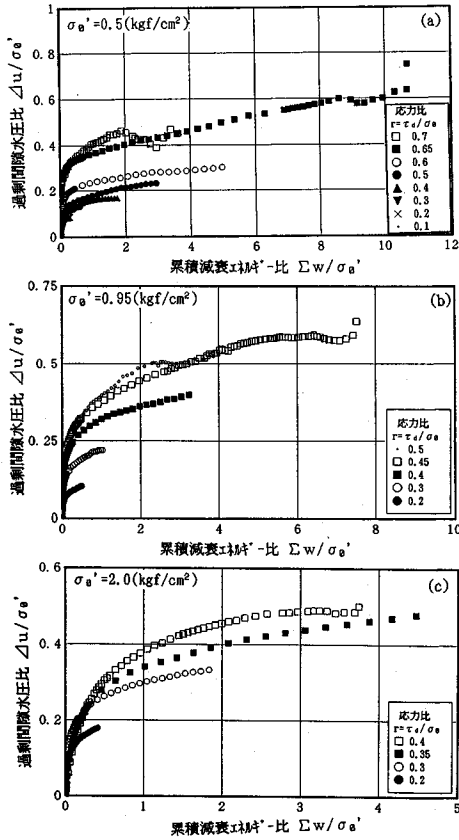


図-11 (a) (b) (c) 累積減衰エネルギーと過剰間隙水圧

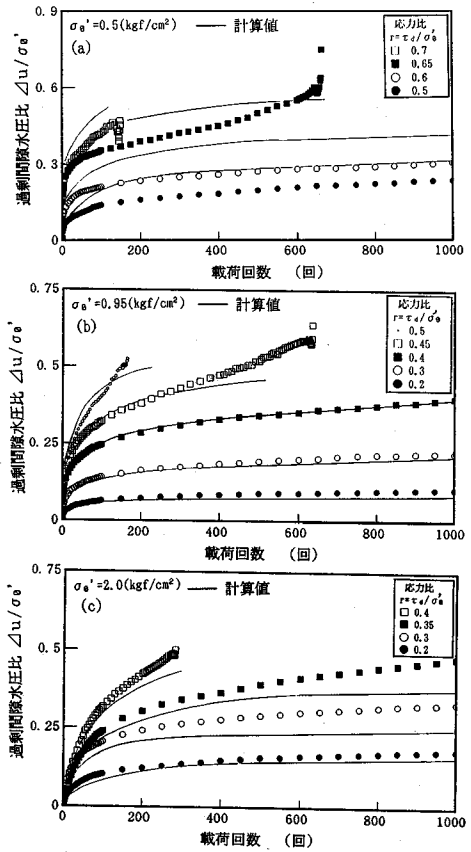


図-13 (a) (b) (c) 載荷回数と過剰間隙水圧比

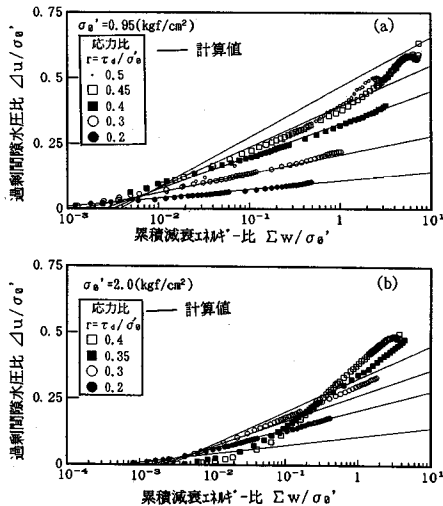


図-12 (a) (b) 累積減衰エネルギーと過剰間隙水圧比

とも表現される。図-13 (a) (b) (c) はその例である。 $\sigma_a' = 0.95, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ では供試体が破壊しない限り、比較的よくあっている。 $\sigma_a' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ では大幅にずれている。これは過圧密状態ではポンド²⁹⁾が強く、それ

を切るために大きなエネルギーが必要となるからである。過圧密状態に対しては式 (5-10) の適用は適当でないことがわかる。

(4) 繰り返し载荷中の強度

ここでは、繰り返し载荷中の有効応力と静的 CU 試験時の有効応力の変化を検討する。

図-14 は繰り返し载荷中の平均有効主応力とピーク応力時の軸差応力の関係を示したものである。X 軸、Y 軸は各々 $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$, $q = \sigma_1' - \sigma_3'$ である。この図によると、繰り返し载荷中の有効主応力は徐々に減少していく。一般に砂質土では、繰り返し中の有効応力が原点に近づき、ほとんどゼロに近づいて破壊状態になるが、この粘土ではすこし様子が異なる。

また、静的载荷によって行った CU 試験の有効応力のパスを示すと図の実線のようになり、繰り返し载荷の場合よりも大きな有効応力の下で破壊に至っている。このことから、破壊包絡線を引くと繰り返し载荷時と静的载荷時では異なったものとなる。そして、正規圧密領域では動的破壊ラインが静的破壊ラインより上にあるが、過圧密領域ではほとんど同じである。この現象が間隙水圧の分布の不均一性によるものか、それとも正しい姿なの

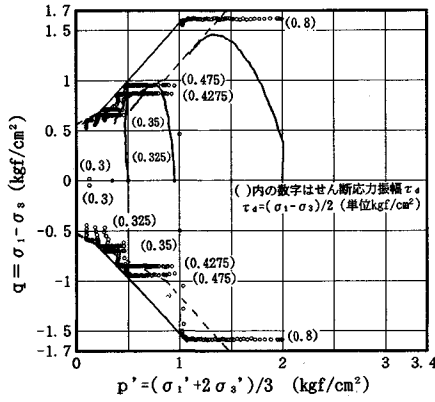


図-14 繰返し載荷と破壊包絡線

かは今後の問題である。

(5) 繰返し載荷後の静的強度

非排水状態で、粘性土が繰返し荷重を受けると、過剰間隙水圧が発生、残留し、強度は減少する。さらにその状態で、圧密して排水させると、強度回復することが想像される。

そこで、いま圧密圧力 σ'_0 が 0.5, 0.95, 2.0 kgf/cm² の3つの場合について、各種の r の下で行った載荷前、載荷直後、載荷後再圧密の3つの場合のCU試験の時の有効応力のパスを示したのが図-15 (a) (b) (c) である。図-15 (d) は大阪湾海底粘土の結果である。

これによると、 $\sigma'_0 = 0.50$ kgf/cm² の場合は繰返し載荷中の間隙水圧の発生も少なく、強度の低下は少なく、再圧密するとほとんど繰返し前の状態に戻るが、強度は少し小さめである。 $\sigma'_0 = 0.95$ kgf/cm² では r が大きいとかなり有効応力は減少して、強度も低下し、再圧密を行っても元の状態にまで戻らない。

$\sigma'_0 = 2.00$ kgf/cm² でも、ストレスパスの形は $\sigma'_0 = 0.5$, 0.95 kgf/cm² の場合と比べ異なるが、再圧密後のストレスパスは繰返し載荷前とほとんど同じである。

さらに大阪湾海底粘土の結果を見ると、繰返し載荷によって大幅な有効応力の減少が見られる。一方、再圧密によって元よりも大きな強度が得られている。このことは、鋭敏粘土と大阪湾海底粘土との大きな相違点である。

繰返し載荷前、繰返し載荷直後、再圧密後の応力、ひずみ曲線の例は図-16 (a)~(e) の通りである。

繰返し載荷後の静的強度と応力比の関係を $\sigma'_0 = 0.5, 0.95, 2.0$ kgf/cm² の3つの場合について示したのが図-17 (a) (b) (c) である。これによると東大阪鋭敏粘土の場合はいずれの σ'_0 においても一度繰返し載荷を受けると強度低下して、再圧密しても強度の増加は少なく、載荷前の強度まで戻すが、大阪湾海底粘土では明らかに元の強度以上になっている。

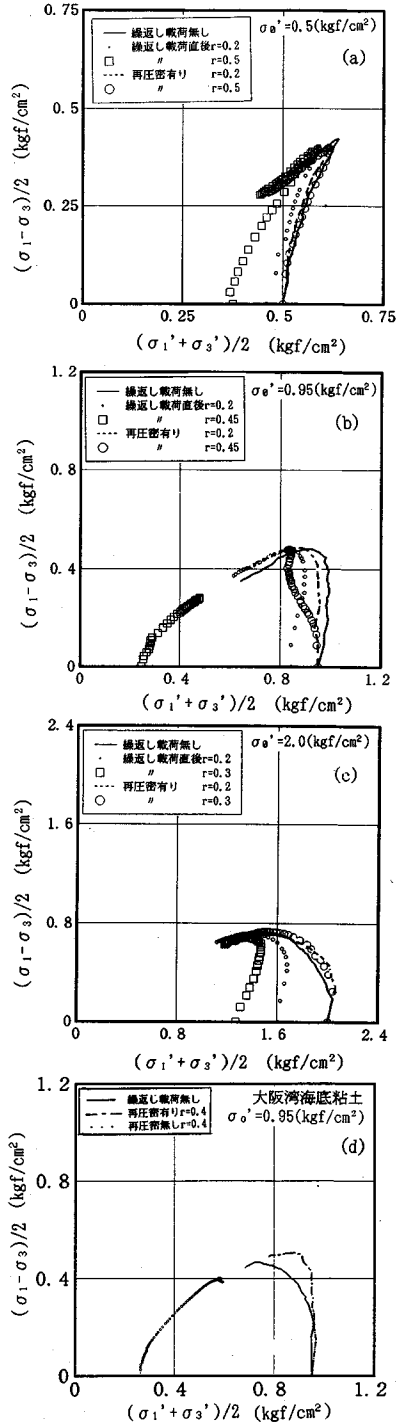
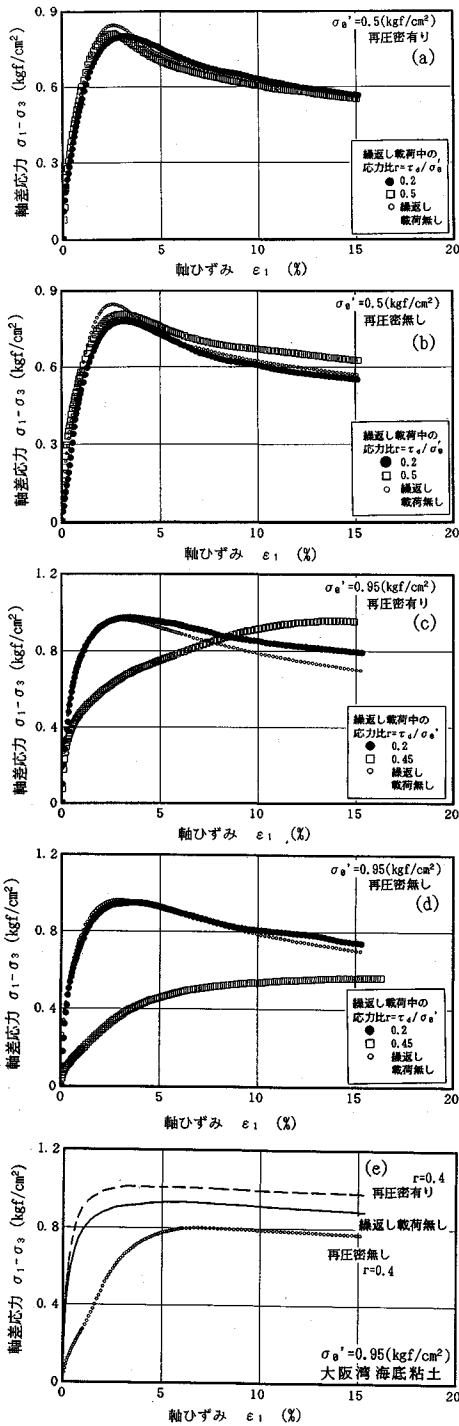


図-15 (a) (b) (c) (d) 繰返し載荷後の有効応力経路

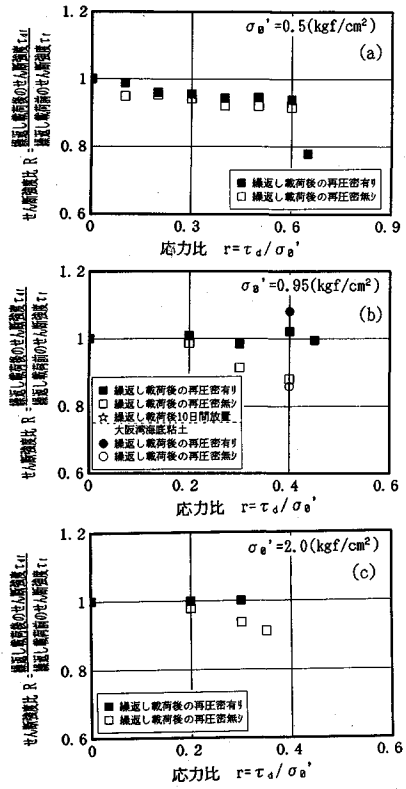
このように繰返し載荷を受けた粘土は間隙水圧の発生によって強度低下するが、間隙水圧の増大を有効応力の減少分としてとらえ、繰返し載荷の影響を奥村が提案した攪乱比 D_R^{30} を用いてあらわすと



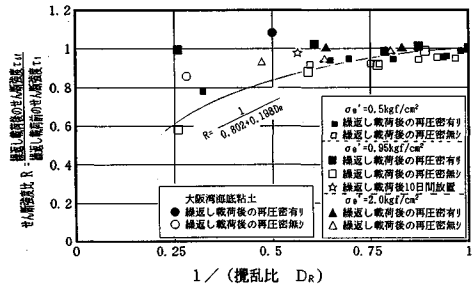
図一16 (a) (b) (c) (d) (e) 繰返し載荷後の応力-ひずみ

$$D_R = \sigma'_0 / (\sigma'_0 - \Delta u) \dots \dots \dots (5-11)$$

図一18は図一17 (a) (b) (c)と同様に繰返し載荷後のせん断強度 τ_{dR} と繰返し載荷前のせん断強度 τ_f との比 R を縦軸に取り、攪乱比 D_R の逆数を横軸に取って



図一17 (a) (b) (c) 応力比とせん断強度比



図一18 せん断強度比と攪乱比の逆数

プロットした図である。それぞれ各有効拘束圧 $\sigma'_0 = 0.5, 0.95, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ における結果を繰返し載荷後の再圧密の有無で区別してある。

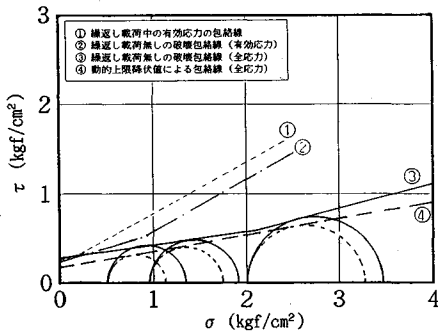
再圧密を行わない場合の結果を双曲線近似すると実験式 (5-12) で表現することができる。

$$R = 1 / (A + (1 - A) \times D_R) \dots \dots \dots (5-12)$$

ここで、 A は実験定数で $A = 0.802$ となる。図一18の実線は式 (5-12) による。この図においても、大阪湾海底粘土は東大阪鋭敏粘土と異なった挙動を示していることがわかる。

(6) 粘土の破壊条件とその比較

粘土の破壊を考えるとこの実験では次のようなケースがある。



図—19 動的破壊包絡線と静的破壊包絡線の比較

- 1) 繰り返し載荷前の静的 \overline{CU} 試験における強度
- 2) 繰り返し載荷中の強度
- 3) 繰り返し載荷後の静的 \overline{CU} 強度
- 4) 繰り返し載荷再圧密終了後の静的 \overline{CU} 強度

そのうち、1) と 2) の関係を有効応力と全応力で示すと図—19 の通りである。直線①は既述の繰り返し載荷中の有効応力から求めた包絡線であり、直線②は載荷前の \overline{CU} 試験による有効応力の破壊ラインを示している。また直線③は②の全応力表示のものであり、④は同じく全応力表示ではあるが、上限降伏値から求めた強度の包絡線を示している。

これから、繰り返し載荷中の強度を有効応力でみると静的 \overline{CU} 強度よりも見かけ上、大きくなるが全応力表示すると、むしろ小さいことになる。とくに、繰り返し載荷を受けている粘土の強度を考えると静的 \overline{CU} 試験で破壊が起こる時の条件が成立するとして有効応力から判定するのは危険であるということになる。しかし、この点については今後検討すべき問題である。

6. 結 論

1) 鋭敏粘土に繰り返し荷重を負荷した場合、過圧密状態、正規圧密状態によって変形挙動が異なり、過圧密状態では応力比の大きな値で、正規圧密状態では応力比の小さな値で破壊に至る。

2) 繰り返し載荷中に発生する過剰間隙水圧はクリープ変形の挙動に似ていて、ひずみを間隙水圧に置き換えると、従来からひずみに関して提案されている式と同様な式で表現できる。

3) 繰り返し載荷中の過剰間隙水圧の発生について、供試体に加えられた外的エネルギーの観点から考えると、2つの段階に区別できる。

4) 鋭敏粘土の場合、繰り返し載荷を受けたものは再圧密しても繰り返し載荷を受ける前の強度かそれ以下にしか回復しないが、大阪湾海底粘土の場合は元の強度以上に回復する。これは、繰り返し載荷によって切断されたボンドが可逆的に回復しにくいことを示すものであ

る。

5) 繰り返し載荷の下にある粘土は有効応力がゼロにならなくてもある値に達して破壊するがそのときの有効応力は静的 \overline{CU} 試験における破壊時の有効応力と異なり、有効応力による破壊ラインは繰り返し載荷中のものが静的 \overline{CU} 試験のものより大きくなる。一方全応力で表示した繰り返し載荷中の動的上限降伏値は静的 \overline{CU} 試験による強度よりも小さくなる。このような破壊条件については今後の研究課題である。

謝 辞 本実験を行なうに当たり、大阪大学 松井保 教授には種々の貴重なアドバイスをいただいたことに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 西垣好彦・衣斐隆志：大阪における鋭敏粘土とその特性 第16回土質工学研究発表会講演集, pp.361-364, 1981.
- 2) 浅川美利：特殊土と化学, 土質工学における化学の基礎と応用, 土質工学会, pp.128-130, 1980.
- 3) Soderlom, R.: Chemical aspects of quick clay formation, *Engineering Geology*, Vol.1, No.6, pp.415-431, 1966.
- 4) Torrance, J.K.: *Quick Clays, Slope Stability*, John Wiley sons, pp.447-473, 1987.
- 5) Bjerrum, L.: *Engineering geology of Norwegian normally consolidated clays as related to settlements of buildings*, *Geotechnique*, Vol.17, pp.81-118, 1967.
- 6) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egashira, K.: *Marine quick clays from Ariake Bay Area, Japan*, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.71-80, 1982.
- 7) 最上武雄・山口樹樹・中瀬明男：土の動力学的性質について(第2報), 東京大学理工学研究所報告, 9-1, pp.41-52, 1955.
- 8) Seed, H.: *Soil strength during earthquakes*, *Proc. 2nd World Conf. On Earthquake Engrg.* Vol.1, pp.183-193, 1960.
- 9) Murayama, S. and Shibata, T.: *On the dynamic properties of clay*, *Proc. 2nd World Conf. On Earthquake Engrg.* 1960.
- 10) 柴田徹・長谷川元信：粘土の動的挙動に関する考察, 第8回土質工学研究発表会講演集, pp.355-358, 1973.
- 11) Brown, S.F., Lashine, A.K.F. and Hyde, A.F.L.: *Repeated load triaxial testing of a silty clay*, *Geotechnique* Vol.25, pp.95-114, 1975.
- 12) 伊藤富雄・松井保・小原秀夫：飽和粘土の力学的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.
- 13) 大原資生・松田博：飽和粘土の動的強度, 土木学会論文報告集, 第274号, pp.69-78, 1978.
- 14) 網干寿夫・森脇武夫・佐渡村南：繰返し載荷をうける飽和粘土の変形と破壊特性, 第15回土質工学研究発表会講演集, pp.645-648, 1980.
- 15) 落合英俊・坂井晃・林重徳・久保明：繰返し非排水せん断応力を受ける飽和粘土の変形特性, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.669-670, 1986.
- 16) 安原一哉・平尾和年：繰返し荷重を受けた飽和粘土の非

- 排水せん断特性, 土木学会論文報告集, 第364号, pp.113~122, 1985.
- 17) 松井保・阿部信晴・徳田進・宮西誉人:繰り返し載荷履歴を受けた飽和粘土の静的せん断特性について, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.771~772, 1988.
- 18) 山崎浩之・善功企:繰り返し載荷を受ける粘土の劣化特性と静的強度の関係, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.791~792, 1991.
- 19) 安原一哉, Andersen, K.H., Berre, T.:排水を伴う非排水繰り返し三軸試験における異方圧密不攪乱粘土の挙動, 土木学会論文報告集, 第436号, pp.1~8, 1991.
- 20) Matsui, T., Bahr, A.M. and Abe, N.: Estimation of shear characteristics degradation and stress-strain relationship of saturated clays after cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.32, pp.161~172, 1992.
- 21) Matsui, T., Bahr, A.M. and Abe, N.: On strength degradation of clays after cyclic loading, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.807~810, 1990.
- 22) Lefebvre, G. and Leboeuf, D.: Rate effects and cyclic loading of sensitive clays, *Proc. ASCE*, Vol.113, No.5, pp.476~489, 1987.
- 23) 梶山彦太郎・市原実:大阪平野の発達史, 地質学論集, No.7, pp.101~112, 1972.
- 24) 三笠正人:粘性土の状態図について, 第22回土木学会講演集, 第Ⅲ部, pp.60-1~60-4, 1967.
- 25) 石原研而:土の動的問題の特色, 土質力学の基礎, 鹿島出版会, p.3, 1976.
- 26) Hyde, A.F.L. and Brown, S.F.: The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading, *Geotechnique*. Vol.26, No.1, pp.173~184, 1976.
- 27) Singh, A. and Mitchell, J.K.: General stress-strain-time function for soils, *Proc. ASCE*, Vol.94, No.SM1, pp.21~46, 1968.
- 28) Law, K.T. and Cao, Y.L.: An energy approach for assessing seismic liquefaction potential, *Can. Geotech. Vol.27*, pp.320~329, 1990.
- 29) Mitchell, J.K., Singh, A. and Campanell, G.R.: Bonding, effective stresses and strength of soils, *Proc. ASCE* Vol.95, No.SM5, pp.1219~1246, 1969.
- 30) 奥村樹郎:粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, 運輸省港湾技術研究所, No.193, pp.16~17, 1974.

(1991.12.10 受付)

THE SHEAR BEHAVIOR OF SENSITIVE CLAY SUBJECTED TO REPEATED LOADING

Kazuhiko NISHIDA, Keiji INOUE and Yoshihisa NAKAYAMA

This paper describes the results of the experimental studies on strength-deformation characteristics of a sensitive clay subjected to repeated loading.

The repeated load was applied to the soil specimens consolidated in advance at various confining pressures, and excess pore pressure and deformation of the specimens were determined. Furthermore, strength of the specimens after application of a certain number of repeated loading and those after consolidation were compared.

Since bonding between soil particles in the Osaka sensitive clay is broken down by repeated loading, strength recovery is rather small even after reconsolidation.