

# 非塑性シルト質土の液状化と それに伴う体積変化特性

足立雅樹<sup>1</sup>・安原一哉<sup>2</sup>・福島正明<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 工修 茨城大学大学院博士後期課程(〒316 茨城県日立市中成沢町4-12-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 茨城大学教授 工学部都市システム工学科(同上)

<sup>3</sup>正会員 運輸省 第二港湾建設局 鹿島港工事事務所 第一工務課(〒314 茨城県鹿島郡鹿島町大字粟生2254)

本論文では、非塑性シルト質土に対する非排水繰返し三軸試験によって、その液状化特性、及びその後の体積変化特性を調べた。シルト質土は相対密度で規定できないため新たな方法として締固めによって密度を規定する供試体作成法を提案し、この規定法を基にしてシルトの液状化特性およびその後の体積変化特性に及ぼす、1)密度、2)供試体作成法の違いによって形成される堆積構造、及び3)過圧密の影響について検討した。その結果、動的強度を静的強度で正規化した新たな動的応力比を提案し、これを用いることにより過圧密比によらないユニークな液状化強度曲線が得られること、また、液状化後の体積ひずみは過圧密比によらず繰返し載荷時の最大せん断ひずみと一義的な関係にあることが明らかになった。

*Key Words* : *liquefaction, silt, specimen preparation, volumetric strain*

## 1. まえがき

1987年の千葉県東方沖地震<sup>1)</sup>では、海岸埋立地を中心に液状化が発生し、その噴砂の粒度特性から砂よりも細かい細粒分を含む砂質土やシルト質土が液状化したことが確認され<sup>2)</sup>、以来このような地盤についても液状化の検討の重要性が指摘されるようになった。これらの土は一般に低塑性～非塑性で、粒径的にシルトの範囲に属するものが多い。例えば森ら<sup>3)</sup>は、海岸埋立地より採取したシルト質噴砂の液状化試験を行い、シルト質土の液状化強度は砂と同程度に小さいことを示している。また、低塑性～非塑性でシルトの範囲に属するものとして鉾さいや石炭灰などがあるが、その液状化強度は砂と同程度に小さいことがこれまでに指摘されている<sup>3), 4)</sup>。また、最近では1995年兵庫県南部地震の際、ポートアイランドが全面にわたり液状化し、それに伴って地盤の沈下起きた例が目されている<sup>5)</sup>が、この事例でも、まさ土のような低塑性～非塑性の細粒土が含まれている。

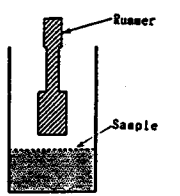
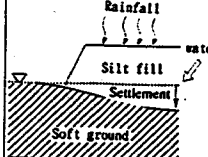
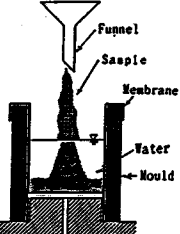
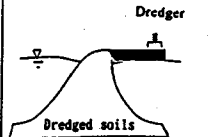
一方、海岸埋立地以外では、例えば1993年1月の

釧路沖地震や1993年7月の北海道南西沖地震の際に河川堤防において確認されている<sup>6), 7)</sup>が、これらは軟弱地盤上の砂質シルトおよびシルト質砂から成る堤体が基礎地盤を構成する軟弱粘土の圧密沈下により水没し飽和し、この部分が液状化が生じたと考えられている。

このように、粒径的にシルトに属する土が実際の現場や室内試験で、砂と同程度に液状化しやすいことが明らかになってきたが、これらの土の液状化特性に及ぼす影響要因については十分に明らかにされていない。

本研究では、上記の事実を踏まえて非塑性シルトに着目し、その液状化に及ぼす多くの要因のうち、非塑性シルトの 1)初期密度、2)供試体作成法の違いによって形成される堆積構造、及び3)過圧密が液状化特性に及ぼす影響について繰返し三軸試験装置を用いて検討した。このうち、供試体の作成方法は、表-1に示すように実際の地盤と室内試験とを対応させて、1)締固め、2)水中落下の2通りの方法で準備された供試体に対して繰返し三軸試験を行った。良く知られているように、シルトは砂の最大密度・最小密度試験の適用範囲外であり砂のように相対密

表-1 室内試験と実際の地盤との対応関係

Laboratory		Field	
The method of preparation	The sketch of specimen preparation	The objective ground	The sketch of the objective ground
Tamping method		Fill	
Water sediment method		Reclamation	

度を求めることができない。そこで、著者らは新たな締固め供試体作成法を提案し、この方法により供試体の密度を規定した。その後、非排水繰返し三軸試験を行い、非塑性シルトの液状化強度を求めた。そして、同じシルトの動的強度を静的非排水強度で正規化することによって新たな応力比を定義しそれによる液状化強度曲線を提案し、シルト質土の動的強度曲線が過圧密比によらず堆積構造のみによることを明らかにした。次いで、液状化後の体積変化特性についても詳細に調べ、体積ひずみが過圧密比に関係なく、繰返し載荷時の最大せん断ひずみによって一義的に決まり、これらもまた堆積構造にのみ依存することも明らかにした。以下に、これらについて詳述する。

## 2. 試料および試験方法

### (1) 試料

試料は、市販のDLクレーと呼ばれる岩石を粉砕して生成されたシルトを用いる。粒径的には、図-1の粒径加積曲線に示すようにシルトに属している。また、この図には本研究で比較のため用いた砂の粒度分布および千葉県東方沖地震の際に液状化した噴砂の粒度分布も付記した。シルトの土粒子密度 ( $2.53\text{g/cm}^3$ ) は、豊浦標準砂 ( $2.64\text{g/cm}^3$ ) より若干小さいが、砂とほぼ相似の粒径加積曲線を描き、均等係数 (3.33) は比較的小さいことがわかる。また、塑性指数はNPである。この理由を明らかにするためシ

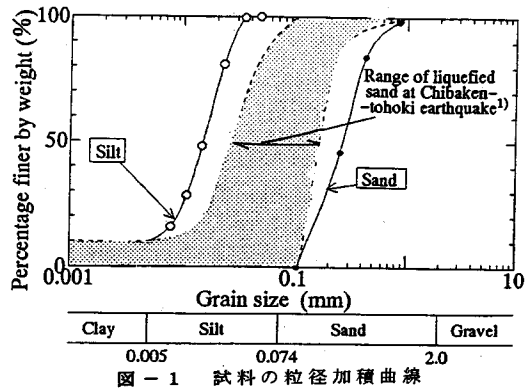


図-1 試料の粒径加積曲線

ルトについて微視的な観察を行うと、個々の粒子は粒状をしていることが分かる。これはこのシルトが岩石を粉砕して生成されたためである。また、シルトについてX線回折を行うと、シリカ成分が約95%あり、このシルトは石英や長石からなる一次鉱物であるといえる。同様の検討は、千葉県東方沖地震の際に液状化した埋立地盤についての粒子の測定結果においても確認されており、構成粒子は一次鉱物からなる<sup>8)</sup>という報告がある。

これらの粒度分析結果および微視的な観察結果より、本研究で用いる試料は千葉県東方沖地震時の噴砂より細粒分が多く、一次鉱物からなるため非塑性であり、湾岸埋立地に堆積しているシルトに近い非塑性シルトであると言える。

### (2) 供試体作成方法

供試体の作成に際して、まず試験に用いるシルトについて締固め試験を行い、最大乾燥密度 ( $1.546\text{g/cm}^3$ ) および最適含水比 (21.06%) を得た。この結果を用いて、a) 締固め法、及びb) 水中落下法の2種類の方法で供試体を作成する。これらの方法の手順をまとめたものが図-2である。

#### a) 締固め法

まず、所定量のシルトに最適含水比に等しい水を加え、湿潤試料を作成する。次に、この試料を三軸セル内に設置した直径×高さ =  $5 \times 10$  (cm) の2つ割りモールドに4層に分けて静的に締固めることにより供試体を作成する。なお、供試体の密度は締固め試験で求めた最大乾燥密度  $\rho_{d,max}$  の85%および90%になるようにする。供試体の作成は、各層同じ回数で締固めると下部ほど密になるため、あらかじめ予備モールドを用いて供試体内の密度分布および含水比分布が均一になるような締固め回数が得られるように、試行錯誤を繰り返して供試体作成を試みた。その結果得られた各供試体を4等分したときの供試体の乾燥密度分布と含水比分布を図-3(a), (b)である。

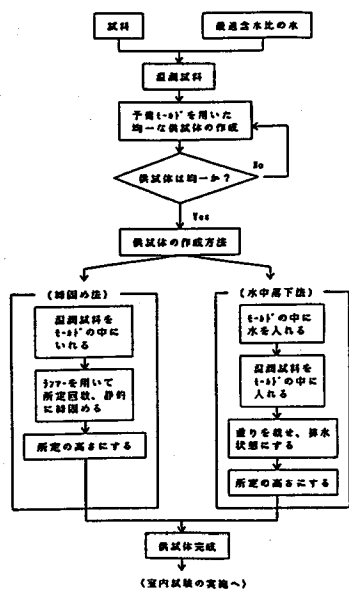


図-2 供試体の作成手順

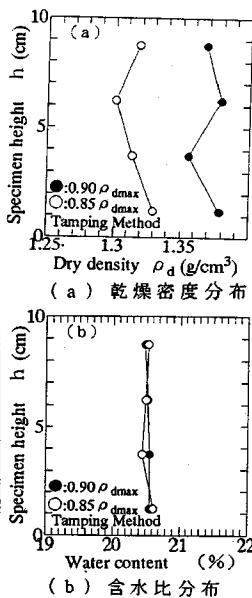


図-3 締固め法による供試体内の乾燥密度・含水比分布

表-2 締固め回数

密度	0.85	0.91
回数	$\rho_{dmax}$	$\rho_{dmax}$
上層	160	210
	140	170
下層	120	130
	100	90

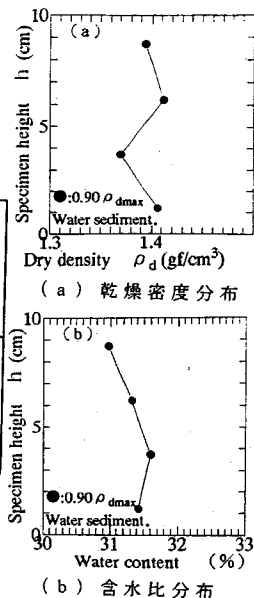


図-4 水中落下法による供試体内の乾燥密度・含水比分布

これは数本の結果を平均したもので、そのばらつきは密度で $0.05\text{g/cm}^3$ 以下で、含水比では1%以下であり、供試体分布はほぼ一様であるといえる。このように、締固め回数(表-2)を調整することによって作成したほぼ均一な供試体を実験に用いた。

### b) 水中落下法

まず、前述と同様の湿潤試料を用いて、あらかじめ三軸セル内に直径×高さ(cm)= $5 \times 10$ (cm)の2つ割りモールドを設置し、その上にカラーをつけモールド内に脱気水を入れる。モールド内にロートを用いて湿潤試料を入れ、上から重りを載せる。その後、コックを開き排水状態にする事により、締固め法と同様の最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ の90%の密度になるような所定の高さ(10cm)の供試体を作成する。このとき、密度を調整するためにモールドの側方を叩くと、供試体内の密度分布、及び含水比分布が一様にならないため、均一になるように重りのおもさ(0.5kg)、及びロートの高さ(25cm)を調整して供試体を作成した。その結果、供試体を4等分したときの密度分布、及び含水比分布を図-3(a)、(b)に示す。締固め法と同様に数本の結果を平均したもので、そのばらつきは密度で $0.05\text{g/cm}^3$ 以下、含水比では2%以下であり、ほぼ一様であるといえる。このように作成した均一な供試体を実験に用いた。

### (3) 試験方法

上記の方法により作成した供試体に $\text{CO}_2$ および脱気水を通水させ飽和させた後、背圧を196kPaまで加える。この状態で8時間放置した後、B値が0.96

以上であることを確認して、等方的に有効拘束圧 $\sigma'_c=98\text{kPa}$ のもとで供試体を圧密させた。圧密時間は、排水量が落ちつくまでとして、2時間30分とした。なお、過圧密比OCRが2および3の供試体は、それぞれ $\sigma'_c=196\text{kPa}$ ,  $294\text{kPa}$ の有効拘束圧のもとで等方的に圧密した後、98kPaまで除荷する。その後、それぞれの供試体に対して以下の実験を行った。

#### a) 静的三軸試験

圧密終了後、ひずみ制御の非排水三軸圧縮試験および非排水三軸伸張試験を行う。なお、ひずみ速度は $0.1\%/min$ とし、軸ひずみが20%になるまで計測を行う。

#### b) 繰返し三軸試験

圧密終了後、応力制御の非排水繰返し三軸試験を行う。所定の繰返し応力比 $\tau_{\sigma}/\sigma'_c$ ( $\tau_{\sigma}=\sigma_{\sigma}/2$ ,  $\sigma_{\sigma}$ :繰返し軸差応力)を載荷し液状化させた後、しばらく放置し、コックを開き排水状態にして間隙水圧を消散させ、体積変化量を測定する。

このようにして行った試験の試験条件を表-3(a)、(b)に示す。なお、比較として行った砂試料についても前述と同様の方法により試験を行った。

### 3. 静的非排水せん断特性

前述のように、繰返し強度(液状化強度)との相関性を明らかにするために必要な静的非排水強さを静的非排水三軸試験により求めた。

まず、同じ初期密度 $0.90 \rho_{dmax}$ で、作成方法を交

表-3 (a) 静的三軸試験の試験条件

Sample	Preparation of specimen	OCR	Density: $\rho$ (gf/cm <sup>3</sup> )		
			Initial	After consolidation	
C3-90	comp.	Tamping	1	0.907	0.917
T9-90	ext.	"	"	0.907	0.922
C3-85	comp.	"	"	0.849	0.860
T1-85	ext.	"	"	0.852	0.866
C201-90	comp.	"	2	0.910	0.927
T201-90	ext.	"	"	0.910	0.930
C301-90	comp.	"	3	0.910	0.924
T301-90	ext.	"	"	0.904	0.920
WC1-90	comp.	Water Sediment.	1	0.878	0.880
WT1-90	ext.	"	"	0.897	0.905
WC201-90	comp.	"	2	0.897	0.928
WT202-90	ext.	"	"	0.902	0.928
WC301-90	comp.	"	3	0.900	0.936
WT301-90	ext.	"	"	0.892	0.928

表-3 (b) 繰返し三軸試験の試験条件

Sample	Preparation of Specimen	Density: $\rho$ (gf/cm <sup>3</sup> )		OCR	Cyclic stress ratio $r$ / $\sigma'_v$	Number of cycles: $N$		Post-Liq. volumetric strain (%)
		Initial	After consolidation			DA: 5% DA: 5%	$du/\sigma'_v$ : 1.0	
CV2-90	Tamping	0.903	0.913	1	0.147	9	10	3.50
CV3-90	"	0.905	0.915	"	0.124	12	14	4.55
CV4-90	"	0.902	0.913	"	0.124	13	15	3.20
CV5-90	"	0.916	0.927	"	0.070	130	131	2.79
CV6-90	"	0.907	0.920	"	0.090	52	53	3.67
CV1-85	"	0.854	0.866	"	0.090	38	39	4.11
CV2-85	"	0.853	0.865	"	0.123	9	10	4.23
CV3-85	"	0.854	0.865	"	0.134	7	8	3.94
CV4-85	"	0.850	0.863	"	0.139	4	6	6.96
CV5-85	"	0.845	0.861	"	0.132	5	7	4.03
CV6-85	"	0.867	0.880	"	0.111	11	12	6.35
20C1-90	"	0.909	0.923	2	0.130	121	122	3.01
20C2-90	"	0.908	0.913	"	0.207	11	13	3.48
20C3-90	"	0.902	0.923	"	0.153	75	77	3.60
30C1-90	"	0.907	0.922	3	0.198	29	31	3.25
30C2-90	"	0.913	0.928	"	0.164	44	46	5.56
30C3-90	"	0.910	0.924	"	0.224	11	13	4.29
30C4-90	"	0.927	0.947	"	0.172	42	43	4.43
WC1-90	Water Sediment.	0.907	0.919	1	0.114	10	11	6.23
WC2-90	"	0.905	0.915	"	0.096	37	38	4.80
WC4-90	"	0.889	0.900	"	0.139	3	4	4.86
WC5-90	"	0.893	0.910	"	0.106	12	13	6.24
240C1-90	"	0.899	0.921	2	0.166	13	15	5.75
240C2-90	"	0.887	0.919	"	0.197	5	6	5.84
240C3-90	"	0.883	0.901	"	0.138	33	34	4.06
340C1-90	"	0.882	0.903	3	0.162	33	34	3.58
340C2-90	"	0.902	0.921	"	0.191	11	12	3.50
340C3-90	"	0.901	0.925	"	0.231	3	4	3.34

えた供試体の静的非排水せん断時の有効応力経路を図-5に示している。比較のために行った砂のみ(シルトと同じ密度:  $0.90\rho_{dmax}$ )のデータも同じ図に付記している。いずれの供試体も、一端収縮した後ただちに顕著な膨脹挙動を示すが、シルトは同じ密度における砂に比べて正の過剰間隙水圧の発生量は大きく、軸差応力は小さいことがわかる。また、締固め法によって作成された供試体に比べて水中落下法による供試体の方が過剰間隙水圧の発生量は大きく、軸差応力は小さい傾向がみられる。つまり、供試体作成方法の違いにより、シルト供試体の有効応力経路には相違がみられる。これは供試体作成時の粒子の堆積構造の違いがこのような挙動の違いとなって

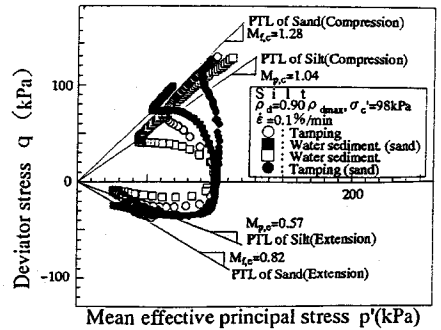
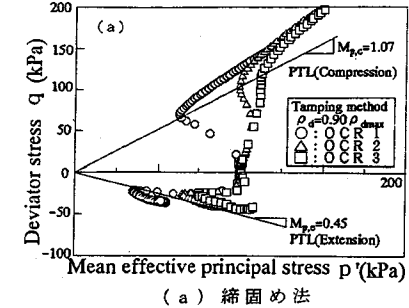
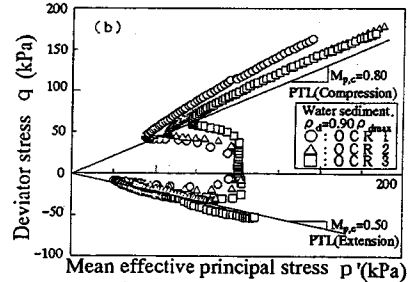


図-5 有効応力経路 (正規圧密シルト)



(a) 締固め法



(b) 水中落下法

図-6 有効応力経路 (過圧密シルト)

現れてくるためと思われる。しかし、収縮から膨脹に転じる点(変相点)を連ねた変相線は試料の初期構造によらず原点を通る一本の直線で表すことができる。

次に、同じ初期密度  $0.90\rho_{dmax}$  で、過圧密比のみを変化させた供試体に対する非排水せん断時の有効応力経路のうち、図-6(a)に締固め法による結果を、図-6(b)に水中落下法による結果を示した。いずれの方法でも過圧密比の増加とともに間隙水圧の発生量は抑制されている。しかし、いずれの過圧密比においても、締固め法による供試体は水中落下法による供試体に比べて過剰間隙水圧の発生量は小さい。また、締固め法の方が過圧密比を大きくしたときの過剰間隙水圧の発生量が抑制されているといえる。つまり、室内試験といった限られた応力条件下で得られた結果ではあるが、水中落下法と類似の方法で作られる埋立地盤では、過圧密比を大きくしてもそれほど過剰間隙水圧が抑制されず強度的に小さいが、

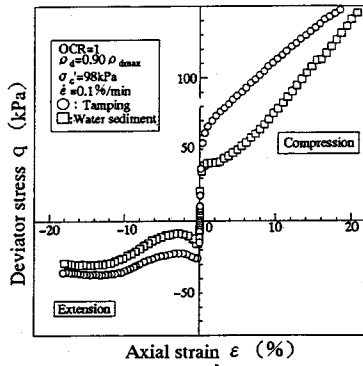


図-7 応力-ひずみ関係 (正規圧密シルト)

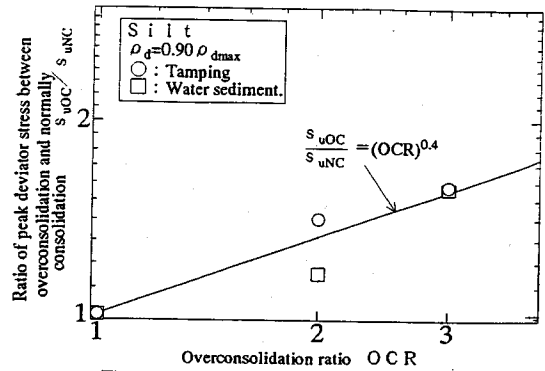


図-8 静的強度比と過圧密比の関係

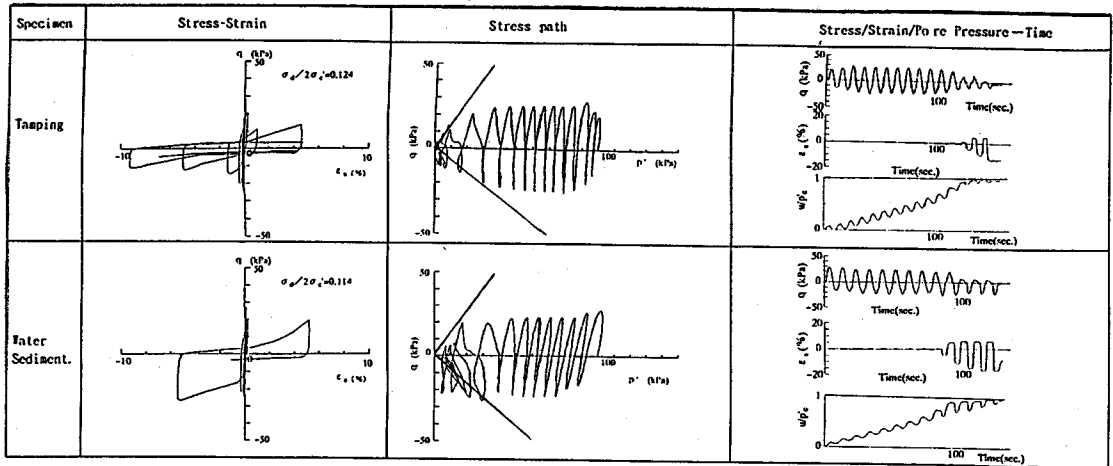


図-9 (a) 異なる供試体作成法の繰返し三軸試験結果

締固めて作られるような盛土地盤では、水浸飽和されても過圧密比を大きくすることにより発生間隙水圧を抑制でき、強度的にも大きくなる。このような傾向は、図-7にまとめた静的応力-ひずみ曲線にも反映されている。

そこで、静的強度を圧縮側と伸張側の応力経路と変相線の交点(変相点)における軸差応力を平均した値と定義し、過圧密供試体の静的強度  $s_{uOC} (= q_{roc} / 2)$  を正規圧密における静的強度  $s_{uNC} (= q_{rnc} / 2)$  で除して正規化した静的強度  $s_{uOC} / s_{uNC}$  と過圧密比 OCR の関係を図-8に示す。これから供試体の作成方法にかかわらず次式で表すことができることがわかる。

$$\frac{s_{uOC}}{s_{uNC}} = (OCR)^{0.4} \quad (1)$$

上式は、粘性土における次式<sup>9), 10)</sup>

$$\frac{(s_u / p')_{OC}}{(s_u / p')_{NC}} = OCR^\Lambda, \quad \Lambda: \text{実験定数} \quad (2)$$

と同義の実験式である。つまり、このことは非塑性

シルト質土・粘性土によらず飽和土の正規圧密土と過圧密土の非排水強さの関係は同様な実験式で表現できることを示唆している。

#### 4. 液状化特性

##### 1) 繰返し三軸試験結果

前述したように、非塑性シルト質土に対する繰返し三軸試験は、砂に対して用いられているものと同様の手順で行っている。また、異なる供試体作成方法(締固め法、水中落下法)、及び異なる応力履歴(OCR=1, 2, 3: 締固め法)における典型的な繰返し三軸試験結果を比較のため図-9(a), (b)にまとめている。初期密度  $0.90 \rho_{dmax}$ 、及び繰返し応力比はほぼ同じものを比較している。この試料は比較的緩い密度の供試体で、密な砂のような“ねばり”は見られず、破壊崩落線に達した後は急激に軸差応力は低下する。また、液状化に至る過程の挙動(間隙水圧比、軸ひずみ)に及ぼす堆積構造と過圧密比の影響は顕著にみられ、特に、締固めでは間隙水圧比が1.0に近くなるまで軸ひずみは急増しないのに対して、水中落

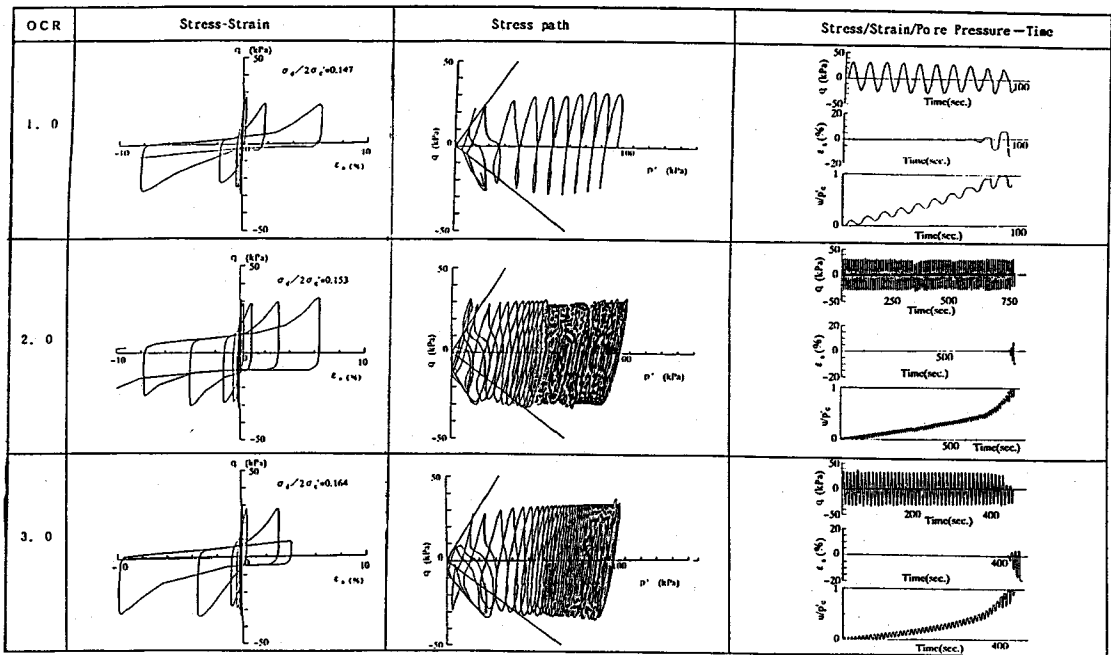


図-9 (b) 異なる応力履歴の繰返し三軸試験結果 (締固め法)

下では0.8程度で急増する。また、過圧密比が大きくなるほど液状化に至るまでに要する時間(载荷回数)が長くなることわかる。

## (2) 液状化強度に及ぼす堆積構造(供試体作成法)の影響

まず、砂に対する手順に従って行った繰返し三軸試験から得られた繰返し回数 $N=20$ 回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ のときの繰返し応力比(繰返しせん断応力/拘束圧)を液状化強度と定義して、2つの異なる作成法による供試体の液状化強度 $R_{20}$ と初期乾燥密度 $\rho_s/\rho_{smax}$ の関係を示したものが図-10である。これには砂のみの場合も付記している。これより初期密度や供試体作成法に関係なく、ここで用いたシルトは砂に比べて液状化強度は小さいと言える。これは、森ら<sup>11)</sup>が、千葉県東方沖地震の際に液状化した噴砂(特に、シルト)の液状化強度は砂と同程度に低いとした結果や、黄ら<sup>12)</sup>が、豊浦砂を粉砕して生成したシルトの液状化強度は豊浦砂のそれと同程度であるとした結果と同様の傾向である。しかし、本研究ではこれに加えて、堆積構造は異なるが密度を統一した非塑性シルトは砂よりも液状化しやすいことが新しい知見として得られていることを強調したい。また、液状化強度は供試体の作成方法により異なり、水中落下法で作成した供試体の方が締固め法による供試体より液状化強度は小さい。これは静

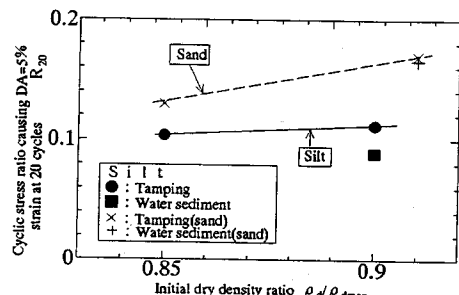


図-10 液状化強度と初期乾燥密度比の関係

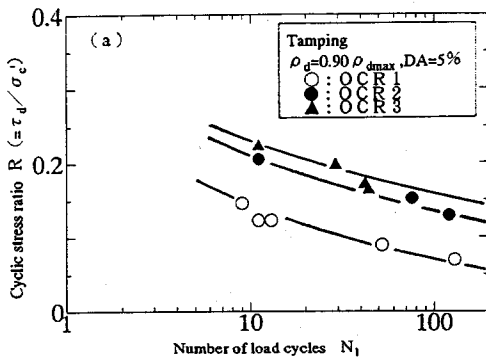
的試験と同様の結果で、供試体作成時の粒子の堆積の違いが液状化強度にも影響しているためと思われる。つまり、同じ密度の地盤では、水中埋立地盤の方が水浸飽和された締固め地盤より液状化しやすいと言える。

## (3) 液状化強度に及ぼす密度の影響

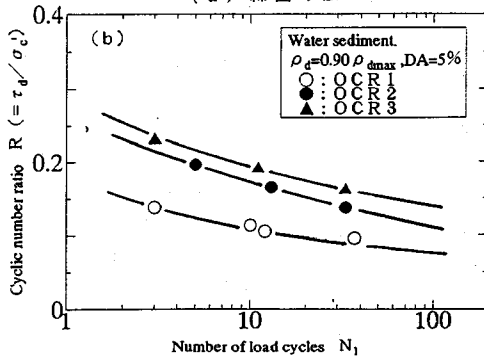
(2)で定義した液状化強度と初期乾燥密度比の関係を図-10に示す。これより、水中落下法では密度 $0.90\rho_{smax}$ より緩い供試体を作成することが困難であるため密度の影響について比較をすることができないが、締固め法による砂とシルトの供試体を比較すると、シルトは砂に比べて密度の変化が液状化強度へ及ぼす影響は小さいことが分かる。

## (4) 液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響

以上では、正規圧密シルト(OCR=1)供試体の液状化特性について液状化強度の比較を行ったが、過圧



(a) 締固め法



(b) 水中落下法

図-1-1 液状化強度曲線(過圧密シルト)

密された密度 $0.90 \rho_{dmax}$ の供試体について作成法の違いが液状化強度に及ぼす影響について比較をした結果が図-1-1(a), (b)である。いずれの作成法でも過圧密比の増加に伴って液状化強度は大きくなる。また、いずれの過圧密比においても締固め法による供試体の方が水中落下法による供試体より液状化強度は大きいことがわかる。

次に、過圧密供試体における液状化強度 $R_{oc}$ を正規圧密における液状化強度 $R_{nc}$ で除して正規化した液状化強度比 $r (=R_{oc}/R_{nc})$ と過圧密比OCRの関係を図-1-2に示す。同図には比較のために、砂のみのデータも付記している。これより、砂、シルトともに次式で表すことができる。

$$r = \frac{R_{oc}}{R_{nc}} = (OCR)^m \quad (3)$$

$m$ の値は試料により異なるが、試料ごとには供試体作成法によらず一定で、シルト( $m=0.64$ )の方が砂( $m=0.25$ )より大きい。つまり、液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響は砂よりシルトの方が顕著であることがわかる。また、砂における $m$ の値は既往の研究<sup>12), 13), 14)</sup>では、 $m \leq 0.5$ となるが、密度や試料の相違により $m$ の値にはばらつきがみられる。これに対して、シルトについては、過去の研究を

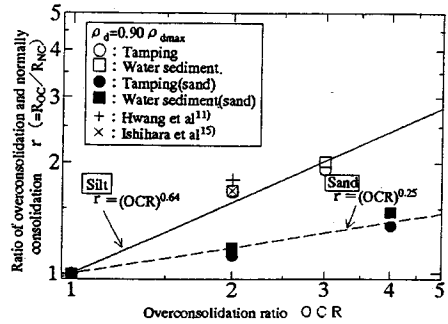


図-1-2 液状化強度比と過圧密比の関係

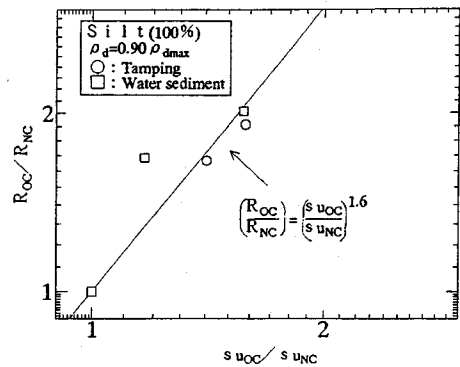


図-1-3 液状化強度比と静的強度比の関係

めて<sup>11), 15)</sup>密度や試料が異なるにもかかわらずほぼ一定( $m \approx 0.65$ )になっている。

これらのことからよりプレロードなどによりシルト地盤に応力履歴を与える(過圧密にする)ことにより地盤の液状化強度は大きくなることが予測される。特に、過圧密することで砂地盤よりシルト地盤の方が液状化に対する強度増加の程度が大きくなることが強調される。

そこで、式(3)と式(1)からOCRを除去すると、

$$\left[ \frac{R_{oc}}{R_{nc}} \right] = \left[ \frac{s_{uoc}}{s_{unc}} \right]^{1.70} \quad (4)$$

が得られる。この結果を図示したものが図-1-3の実線である。実験値と計算値がほぼ良く対応できることがわかり、このことから、正規圧密シルトの動的強度 $R_{nc}$ と静的強度比がわかっているれば、過圧密シルトの動的強度は予測可能であることがわかる。

### (5) 静的強度と動的強度の相関性

#### ～新たなR-N曲線の提案～

前述のように、土の液状化強度曲線(いわゆるR-N曲線)における応力比 $R$ は、我国では一般に、三軸試験において用いられる繰返しせん断応力 $\tau_d = \sigma'_d/2$ を拘束圧 $\sigma'_c$ で正規化した $\tau_d/\sigma'_c$ をも

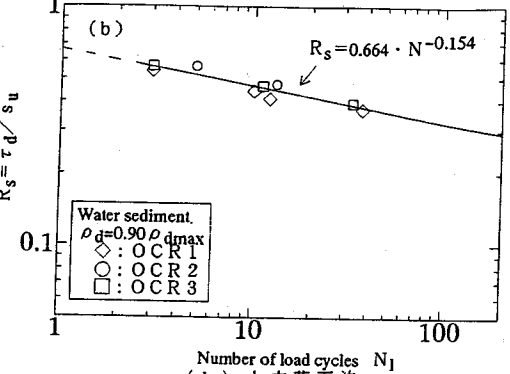
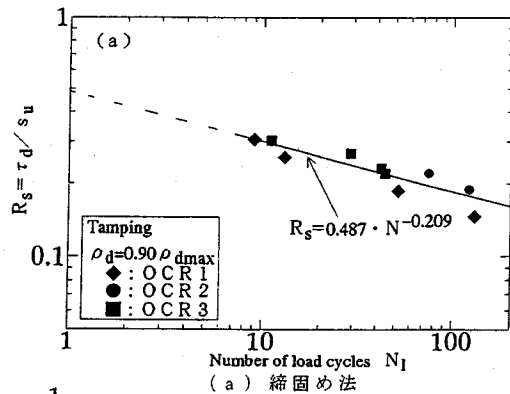


図-14 動的強度曲線(過圧密シルト)

って定義されるのが通例である。しかしながら、同じ土であっても、時間効果やセメンテーション効果を受けることによって見かけ上先行荷重 $\sigma'_{e0}$ が $\sigma'_c$ より大きくなっている場合がある。このような場合、動的強度を $\tau_d / \sigma'_c$ によって決めることは設計強度としての応力比を過小評価する危険性がある。このようなことを避けるためには、粘性土と同様<sup>16), 17)</sup>に応力比として用いる拘束圧 $\sigma'_c$ より、そのときの非排水強さ $s_u$ によって $\tau_d$ を正規化した $\tau_d / s_u (=R_s)$ を応力比として用い、液状化強度 $\tau_{dL}$ を決める方が合理的である。

このような考え方から、上記の繰返し三軸試験より得られた繰返しせん断応力を静的せん断強度で除した応力比 $R_s$ と液状化時の繰返し回数 $N_1$ の関係をまとめると図-14(a), (b)のようになる。これによれば、従来の応力比 $\tau_d / \sigma'_c$ を用いた図-11(a), (b)では $R \sim N$ 曲線がOCRごとに異なるのに対して、新たに提案した応力比 $R_s (= \tau_d / s_u)$ を用いれば、締固め法、水中落下法それぞれの方法によって得られた供試体について、過圧密比に関係なく一義的な動的強度曲線( $R_s \sim N_1$ 関係)が得られるので、これらを次式のように近似することができる。

$$R_s = \frac{\tau_d}{s_u} = a N_1^b \quad (5)$$

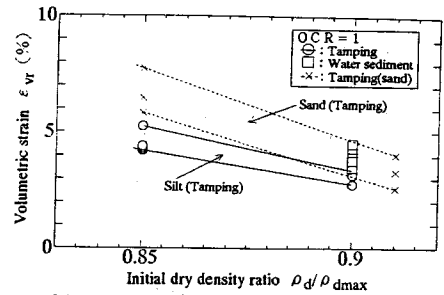


図-15 液状化後の体積ひずみと初期密度比の関係

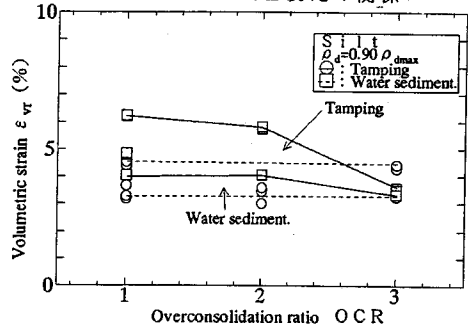


図-16 液状化後の体積ひずみと過圧密比の関係

a, bは供試体作成法によって異なる実験定数である。これより、静的非排水強度 $s_u$ を求めることにより液状化強度(動的強度)を推定することができる。

## 5. 液状化後の体積変化特性

### (1) 液状化後の体積変化へ及ぼす要因

繰返し三軸試験により液状化させた後、排水状態にして過剰間隙水圧の消散に伴う体積変化を測定し、供試体の体積ひずみを求めた。正規圧密シルトの体積ひずみ $\epsilon_{vr}$ と初期乾燥密度比 $\rho_d / \rho_{dmax}$ の関係を作成法の異なる供試体ごとにプロットすると図-15が得られる。比較として砂のみの場合も付記している。これによるとシルト、砂ともに供試体の初期密度が小さいほど体積ひずみが大きくなる傾向にある。これに対して砂に関しては、吉嶺ら<sup>18)</sup>は密度の低下に伴って体積ひずみは大きくなると述べている。しかし、シルトは初期の密度が変化しても体積ひずみの変化量は2%弱と小さく、砂に比べてシルトの液状化後の体積ひずみは供試体の初期密度の影響を受けにくいと言える。つまり、シルトの液状化後の沈下量は、初期の密度によらず、砂と同程度かそれ以下であると言える。

次に、密度 $0.90 \rho_{dmax}$ の場合、供試体作成法および過圧密比を変化させたときの体積ひずみ $\epsilon_{vr}$ と過圧密比OCRの関係を図-16に示す。これによると供試体作成法の相違が液状化後の体積ひずみに及



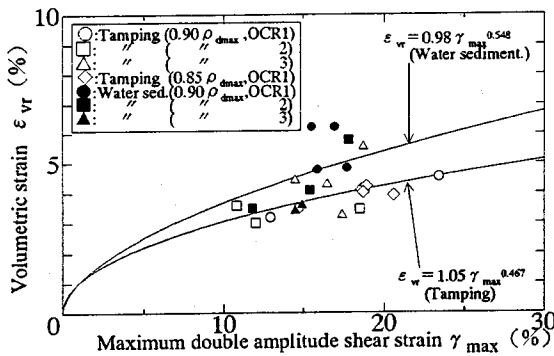


図-17 液状化後の体積ひずみと最大せん断ひずみの関係

ばす影響は小さい。また、水中落下法では過圧密比の増加にともなって若干体積ひずみが小さくなる傾向にあるが、締固め法では過圧密比の増加に伴う体積ひずみの変化はほとんどない。このような結果から判断して、水中落下法と同様な手順で作られる埋立地盤では過圧密比を大きくすることにより、液状化後の沈下量を抑制することができると思われる。

## (2) 液状化後の体積ひずみを関連づけるパラメータ

液状化後の体積ひずみを定式化することは、液状化後の砂質地盤の沈下の予測を行う上で実務上極めて重要である。一般に、粘性土では繰返し載荷時に生じた過剰間隙水圧比をパラメータとすることが多いが<sup>16), 17)</sup>、砂質土では液状化に至らない場合<sup>19), 20)</sup>の体積ひずみは過剰間隙水圧比  $u/\sigma'_v$  を、液状化した場合<sup>21), 22)</sup>には繰返し載荷時の最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  をパラメータとして論じることが多い。

そこで、これまで見てきたシルトについて、液状化後の体積ひずみ  $\epsilon_{vr}$  と最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  の関係をまとめたものが図-17である。これから過圧密比や密度のよらず供試体作成法ごとに以下の式で近似することができるがわかる。

$$\epsilon_{vr} = a \gamma_{max}^b \begin{cases} = 0.98 \gamma_{max}^{0.548} \text{ (水中落下法)} & (7a) \\ = 1.05 \gamma_{max}^{0.467} \text{ (締固め法)} & (7b) \end{cases}$$

これによれば、水中落下で作られた埋立地盤の方が、締固めて作られた盛土地盤より液状化後の沈下量は大きいことが予想されるが、供試体レベルではその差は最大2%程度である。

## 6. 結論

本研究では、実際に液状化した噴砂と同様の一次

鉱物からなる非塑性シルトに対して非排水繰返し三軸試験および静的非排水三軸試験を行い、シルトの液状化強度特性とその後の体積変化特性について調べ、その定式化を試みた。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 非塑性シルトの静的せん断特性に及ぼす供試体作成法の影響は間隙水圧の発生量や静的強度に見られ、同じ初期乾燥密度でも水中落下法に比べ締固め法で作成した供試体の方が間隙水圧の発生量は小さく、強度は大きくなる。
- 2) 非塑性シルトの液状化強度は、初期密度を統一した同じ供試体作成法においては砂よりも小さく、また水中落下法の方が締固め法より小さい。また、初期密度の影響は砂に比べて受けにくい。
- 3) 過圧密されたシルトの液状化強度増加率は、砂に比べると顕著に大きい。従って、シルトの液状化防止対策としては、プレロード工法が砂地盤以上に有効であることが予想される。
- 4) 正規圧密および過圧密シルトの動的強度比は、供試体作成法によらず静的強度比と一義的な関係がある。これらより、シルト地盤の静的強度を知ることにより、その応力履歴が不明でも動的強度を予測することができるがわかる。
- 5) 非塑性シルトの動的強度を静的強度で正規化することによって定義された応力比を用いることによって、過圧密比によらないユニークな動的強度曲線が得られる。
- 6) 非塑性シルトの液状化後の体積ひずみは、初期密度によらず砂と同程度かそれ以下であり、また過圧密比によらず最大せん断ひずみと一義的な関係がある。

以上のことから、非塑性シルトについて、水中埋立堆積したシルトは、水浸飽和された締固めシルトより液状化しやすいことがわかる。また、非塑性シルトの液状化後の体積変化は砂と同程度と考えて良い。しかしシルト質盛土構造物の場合、砂質盛土に比べると、水浸飽和後の液状化強度が顕著に大きいというわけではないので、このような状況下にあるシルト質盛土においては過圧密状態にして強度を増加させるなどの対策を講じる必要がある。

## 参考文献

- 1) 沼田淳紀, 太田直之, 森伸一郎, 境野典夫, 滝本幸夫: 1987年千葉県東方沖地震で生じた噴砂の液状化特性, 第20回土木学会地震工学研究発表会概要集, pp. 241-244, 1989.
- 2) 森伸一郎, 沼田淳紀, 境野典夫, 長谷川昌弘: 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, Vol. 39, No.

- 2, pp.17-22, 1991.
- 3) Ishihara, K. and Koseki, J. : Cyclic shear strength of fines-containing sands, *12th ICSMFE, Special Volume on Influence of Local Soils on Seismic Response*, pp.101-105, 1989.
  - 4) 安原一哉, 兵動正幸, 平尾和年 : 石炭灰による埋立地盤の液状化特性, *土と基礎*, Vol. 39, No. 2, pp. 5-10, 1991.
  - 5) 土木学会 : 阪神大震災震害調査, 土木学会緊急報告会資料, pp.13-18, 1995.
  - 6) 1993年地震災害調査報告 : 1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告, 土質工学会, pp. 187-214, 1994.
  - 7) 金子正之, 田村圭司, 佐々木康, 勝山明雄, 佐藤謙司 : 平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について, 第29回土質工学会研究発表会概要集, pp. 971-972, 1994.
  - 8) 原田光男, 浦沢義彦, 白井伸一 : 細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性(塑性指数と液状化強度との関係), *土と基礎*, Vol. 38, No. 6, pp. 21-26, 1990.
  - 9) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. : Cam-Clay prediction of undrained strength, *Proc. of ASCE* Vol.108, No. GT11, pp.1219-1242, 1980.
  - 10) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remoulded clay, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
  - 11) 黄大振, 柳沢栄司, 菅野高広 : シルトを含む砂のせん断特性について, *土木学会論文集*, No. 463, III-22, pp. 25-33, 1993.
  - 12) Ishihara, K. and Takatsu, H. : Effects of overconsolidation and  $K_0$  conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.59-68, 1979.
  - 13) 山崎浩之, 善功企, 加賀谷宏基 : 過圧密砂の液状化特性, 第27回土質工学会研究発表会概要集, pp. 845-846, 1992.
  - 14) 柳畑亨, 安田進, 吉田望, 穴道玲 : 過圧密効果に与える要因の研究, 第48回土木学会年次学術講演会概要集, pp. 472-473, 1993.
  - 15) Ishihara, K., Sodekawa, M. and Tanaka, Y. : Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines, *Proc. of Dynamic Geotechnical Testing* ASTM STP 654, pp.246-264, 1978.
  - 16) Yasuhara, K. and Andersen, K. H. : Recompression of normally consolidated clay under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.83-94, 1991.
  - 17) Yasuhara, K., Hirao, K. and Hyde, A.F.L. : Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.106-116, 1992.
  - 18) 吉嶺充俊, 石原研而, 早野公敏 : 砂質土の液状化後の圧縮特性, 第49回土木学会年次学術講演会概要集, pp. 496-497, 1994.
  - 19) Lee, K. and Albraisa, A. : Earthquake-induced settlements in saturated sands, *Journal of ASCE*, Vol.100, GT4, pp.387-405, 1974.
  - 20) Nagase, H. and Ishihara, K. : Liquefaction induced compaction and settlement of sand during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.66-76, 1987.
  - 21) Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S. : Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, *Proc. of 8th WCEE*, Vol.3, pp.95-102, 1984.
  - 22) Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.

(1995. 6. 12 受付)

## LIQUEFACTION STRENGTH AND POST-LIQUEFACTION VOLUMETRIC CHANGE OF NON-PLASTIC SILT

Masaki ADACHI, Kazuya YASUHARA and Masaaki FUKUSHIMA

Undrained cyclic triaxial tests followed by drainage were done on a non-plastic silt. A relative dry density defined by  $\rho/\rho_{max}$  was used as a first order parameter in order to prepare consistent specimens by both tamping and water sedimentation methods. Cyclic tests were used to investigate the influences of (1) initial density, (2) particle structure and (3) overconsolidation. Based on the laboratory test results, empirical relations have been developed in order to predict the normalized liquefaction strength from the corresponding static undrained strength and the post-liquefaction volumetric strain. Both relations are found to be independent of the OCR and initial density but dependent on the initial structure formed during specimen preparation.