

# 非塑性シルト・砂混合土の非排水繰返しせん断強度

山口大学院 正会員 兵動正幸 中田幸男 吉本憲正  
山口大学院 学生会員 上林 樹 黒岩友也

## 1. 序論

2000年鳥取県西部地震において埋立て地が液状化被害を受けた。この地震において液状化を起こした地盤の多くが非塑性シルトであったことが被害を特徴付けた。従来、液状化の評価の対象は、基本的に砂質土であり、細粒分が主体の土に対しては、液状化しないという立場が取られてきた。したがってここで、非塑性シルトの非排水繰返しせん断特性を明らかにすることは重要であると考えられる。また、実地盤には細粒土のみではなく粗粒土との混合土も考えられる。本研究は、現場より採取したシルトおよび砂との混合土に対し一連の非排水繰返し三軸試験を行い、シルトの非排水繰返しせん断強度を把握すると共に、その砂分含有量の影響を調べることを目的とした。

## 2. 試料及び試験方法

**2-1. 試料の物理的性質** 本研究では、細粒土試料として鳥取県西部地震の際に境港市竹内工業団地において液状化により噴出した鳥取シルト、粗粒土試料として粒度調整した三河珪砂を用いて混合土試料を作製した。表-1に三河珪砂と鳥取シルトの物理的性質、図-1に混合試料の粒径加積曲線を示す。混合土の砂分含有率はそれぞれ  $S_c=0, 20, 40, 50, 70, 80, 90, 100\%$  である。初期含水比は  $w_i=10\%$  とした。

**2-2. 供試体作製方法** 三軸供試体寸法は、直径5cm、高さ10cmとし、モールド内で鉄製ランマーにより突固めることにより作製した。突固めエネルギー  $E_c$  は  $E_c = W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B / V$  により算出した。ここに、 $W_R$  はランマー重量(=0.00116kN)、 $H$  は落下高さ(m)、 $N_L$  は層数(=5)、 $N_B$  は1層ごとの突固め回数(回/層)、 $V$  は体積( $m^3$ )である。本研究では、 $H$  及び  $N_B$  を変化させ、 $E_c=22, 504 kJ/m^3$  で突固めることにより供試体を作製した。なお、シルト 100% ( $S_c=0\%$ ) の試料については  $E_c=22, 51, 113, 324, 504 kJ/m^3$  の5種の突固めエネルギー  $E_c$  により作製した。

**2-3. 試験方法及び試験条件** 作製した各供試体に対して、繰返しせん断試験装置を用い、有効拘束圧  $\sigma'_c=100 kPa$  の等方圧密状態において、載荷周波数 0.02Hz の条件下で非排水繰返しせん断試験を行った。本研究では、両振幅軸ひずみ  $D_A=5\%$  を液状化と定義し、試験結果より液状化強度曲線を描き、繰返し回数  $N=20$  を、非排水繰返しせん断強度とした。

## 3. 試験結果と考察

**3-1. 非排水繰返しせん断挙動特性** 図-2(a), (b)に突固めエネルギー  $E_c=504 kJ/m^3$  で作製した供試体のシルト単体  $S_c=0\%$  および砂単体  $S_c=100\%$  の試料の有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関係をそれぞれ示す。図より、非塑性シルトは同じ突固めエネルギーで突固めた砂に比べ極端に液状化することが確認される。有効応力経路を砂 ( $S_c=100\%$ ) およびシルト ( $S_c=0\%$ ) を比較すると、シルトはある平均有効主応力から急激な有効応力の低

表-1 試料の物理的性質

Sample	Fines content (%)	Clay content (%)	$G_s$	$I_p$	$D_{50}$ (mm)	$U_c$
Silica sand	0.0	0.0	2.652	NP	0.861	4.04
Tottori silt	98.0	6.0	2.665	NP	0.019	2.85

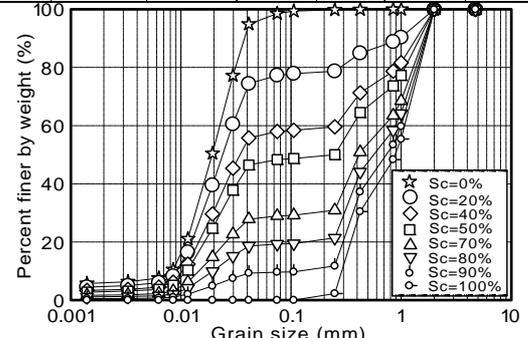


図-1 粒径加積曲線

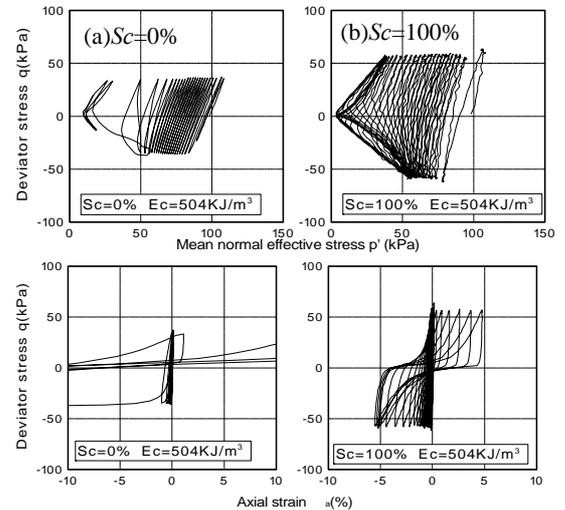


図-2 応力経路、軸差応力-軸ひずみの関係

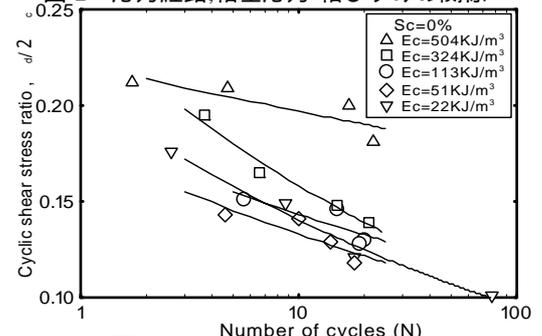


図-3  $S_c=0\%$  の液状化強度曲線

下を伴い液状化に至っている。その時点で、シルト ( $Sc=0%$ ) はひずみが急増する様子が観察できる。

3-2.非排水繰返しせん断強度特性 図-3 に各突固めエネルギーで突固めたシルト ( $Sc=0%$ ) の非排水繰返しせん断応力比  $\sigma_d/2\sigma_c'$  と繰返し回数  $N_c$  の関係を示す。図より、非排水繰返しせん断強度に突固めエネルギー (初期密度) が大きく影響を及ぼすことがわかる。図-4 にシルトの初期、通水後、圧密後の間隙比  $e$  と突固めエネルギー  $E_c$  の関係を示す。図より、突固めエネルギーが低いものほど飽和時の通水によるコラップスの影響を大きく受け、間隙比が大幅に小さくなっていることがわかる。

3-3.非排水繰返しせん断強度に及ぼす砂分含有率の影響 図-5 にシルトと砂の混合土の初期、圧密後の間隙比  $e$  と砂分含有率  $Sc$  の関係を示す。緩い供試体のものは圧密後に大きく間隙比が低下する様子が観察される。また、砂分含有率が低くなるほどコラップスの影響が顕著に現われることがわかる。図-6 に  $E_c=504\text{kJ/m}^3$  で作製した供試体の各砂含有率に対する液状化強度曲線  $\sigma_d/2\sigma_c' - N_c$  関係を示す。図より、非排水繰返しせん断強度は砂分の影響を大きく受けることがわかる。また、 $Sc=0\% \sim 70\%$  の領域では非排水繰返しせん断強度は低下している。これにより、鳥取シルトは砂に比べ非排水繰返しせん断強度が低いことが認められる。図-7 に  $E_c=22\text{kJ/m}^3$  で作製した供試体の各砂含有率の  $\sigma_d/2\sigma_c' - N_c$  関係を示す。図より、緩詰め供試体の非排水繰返しせん断強度は砂分含有率の影響が低いことがわかる。図-8 に非排水繰返しせん断強度  $R_{L(N=20)}$  と砂分含有率  $Sc$  の関係を示す。図より、砂分含有率の増加に伴い、密詰めに作製した供試体の  $R_{L(N=20)}$  は、 $Sc=70\%$  までは低下した後に、それ以降では増加する傾向が認められる。一方、緩詰めに作製した供試体の  $R_{L(N=20)}$  は、間隙比が増大しているにも拘らずほぼ同程度の値を示していることがわかる。また、 $Sc=40\% \sim 70\%$  の領域で、密詰め及び緩詰めに作製した供試体の強度が逆転していることがわかる。これは、図-5 に示したように通水により緩詰めの方が密詰めよりコラップスにより間隙比が小さくなったことが原因と考えられる。

#### 4. 結論

本研究では、鳥取シルトと三河珪砂の混合土に対して非排水繰返しせん断試験を実施した。鳥取シルトは繰返しせん断中に急激に平均有効主応力が低下し、液状化に至ることが確認された。また、鳥取シルトの非排水繰返しせん断強度は、初期密度の影響を強く受けることが明らかになった。さらに砂分含有率の変化に伴う非排水繰返しせん断強度は、密な供試体については、影響が大きく、緩い供試体については影響が小さいことが明らかになった。

参考文献 1) 吉本憲正・兵動正幸・藤井照久・山本陽一・伊東周作:2000 年鳥取県西部地震で液状化した細粒土の諸特性について, 土木学会論文集, No.722/ -61, pp.85-96, 2002.

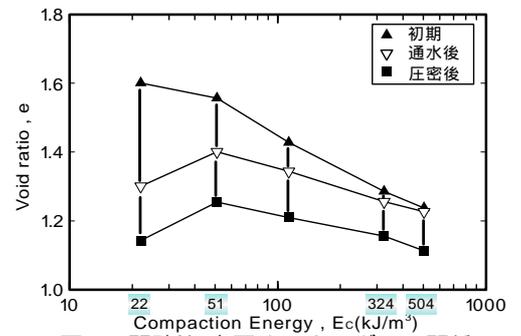


図-4 間隙比-突固めエネルギーの関係

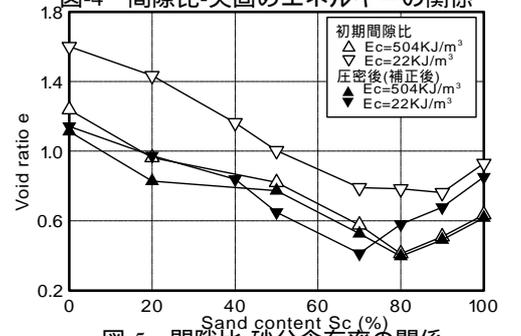


図-5 間隙比-砂分含有率の関係

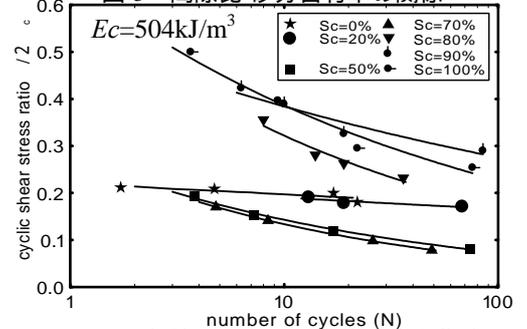


図-6 各砂分含有率の液状化強度曲線

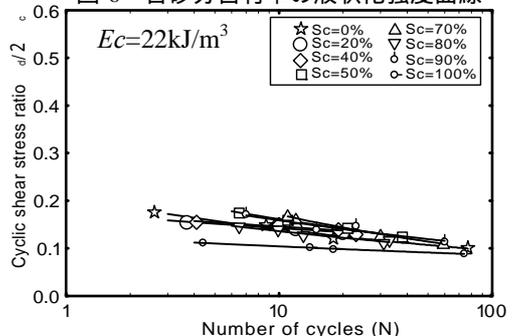


図-7 各砂分含有率の液状化強度曲線

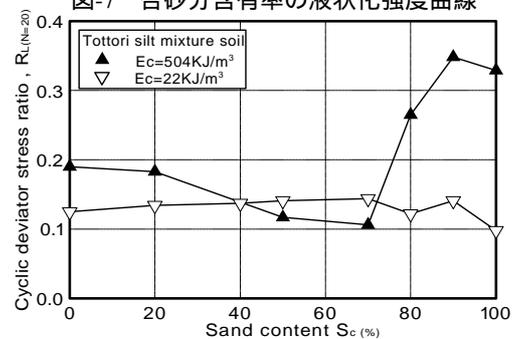


図-8 せん断強度-砂分含有率の関係