短繊維補強砂の液状化・再液状化挙動に関する実験的研究

Experimental study on liquefaction and re-liquefaction behavior of short fiber reinforced sand

酒井崇之[1]，中野正樹[2]，ガニエフジャホンギルベク[3]

1　名古屋大学大学院・工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
2　名古屋大学大学院・工学研究科
3　株式会社奥村組・土木本部

概　　要

本研究では，繊維添加率w_fを変えた様々なケースでの短繊維補強土の繰り返しせん断特性を把握する。また，液状化試験後に水圧を消散させた後，再度繰返しせん断をする再液状化試験も実施した。その結果，w_f= 0.4%では，サイクリックモビリティの傾きが圧縮側で 0.5，伸張側で 0.15 程度無補強よりも大きくなった。また，w_fが大きくなるにつれて，高い応力振幅比(CSR)でも液状化しづらい。例えば CSR＝0.2 では，w_f= 0.4%のとき，液状化するのに 3 倍繰返し回数が必要である。再液状化試験では，繊維補強砂も無補強砂と同様に，液状化後に圧密させて密度が大きくなっているのにもかかわらず，1 回の繰り返しで液状化してしまうケースも見られる。しかし繊維を混入させることで，液状化後のひずみの進展を 2 倍程度抑制している。ただし，繊維補強砂であっても液状化中に発展した異方性の影響を受けてひずみが進展しやすい。

キーワード：繊維補強土，液状化，三軸試験

1.　はじめに

短繊維は土の強度を大幅に向上させるため，繊維補強土は土留めや盛土，斜面などいくつかの構造物に適用されてきた。地盤工学分野では，繊維補強土の改良メカニズムを探るために，これまで数多くの実験研究が行われてきた。多くの研究では，短繊維補強土を使用した単調せん断試験を主に実施しており，繊維補強の有効性が確認されてきた[1)-4)]。短繊維は静的な強度上昇に貢献することから，短繊維補強は液状化強度の上昇など，動的な強度に対しても効果が期待される。しかし，短繊維補強土の動的挙動の検討例は比較的限られていると指摘されている[5)]。

ところで，一般に液状化した後は，砂が密になるため，液状化しづらくなると考えられるが，東北地方太平洋沖地震においては，85 箇所で再液状化が確認されており，4 回目の液状化が確認された箇所もある[6)]。再液状化のメカニズムについて，我々は異方性に着目する。Yamada et al. (2010) は，系統的な三軸試験により，液状化中に異方性がめまぐるしく変動し，異方性が液状化現象と密接に関係していることを示した[7)]。一方，繊維補強土は，供試体作製時に現れる無補強砂よりも異方性が小さいことを示す研究がいくつか挙げられている[8)9)]ことから，繊維により液状化中の異方性の変化が抑制されると期待できる。

そこで，本研究では，繊維補強された三河珪砂 6 号に対し，繰返し三軸試験を実施し，短繊維補強砂の液状化・再液状化挙動を調べた。

2.　実験に用いた材料と供試体の作製方法

2.1　実験試料

本研究では，三河珪砂 6 号を用い，図 1 に JGS 0131 に従い得られた粒度分布を示す。土粒子密度は，JIS A 1202 に従い計測し，2.65 g/cm^3 であった。

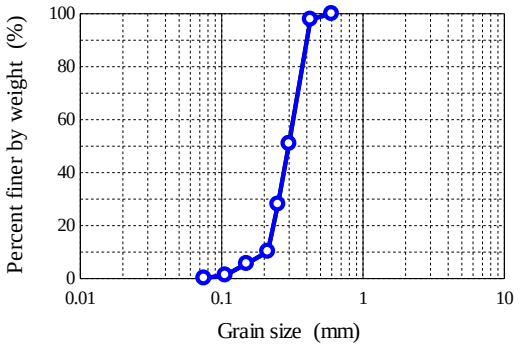


図 1　粒度分布

補強材としては，ポリビニルアルコール(PVA)繊維を用いた。PVA 繊維の主な特性を表 1 に写真を図 2 に示す。

表 1　PVA 繊維の主な特性

長さ (mm)	直径 (mm)	比重	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)
12-15	0.04	1.3	1560	41

図 2　PVA 繊維の写真

2.2　供試体の作製方法

供試体の作製は，繊維と砂の混合，そして成形の 2 段階にわけて行った。まず、必要な繊維含有率になるように繊維の重量を計測した。繊維含有率は、以下の式で定義される [1)-4)]。

$$w_{\mathrm{f}} = \frac{m_{\mathrm{f}}}{m_{\mathrm{sp}}} \tag{1}$$

ここで，m_{f}とm_{sp}はそれぞれ繊維の質量と土粒子の質量を表す。本研究では，$w_{\mathrm{f}} =$ 0.0, 0.2, 0.4 %の 3 種類の繊維含有率で実験を行った。

繊維補強砂の間隙比は繊維を固体の一部として考え，次式で計算される。

$$e = \frac{V_{\mathrm{v}}}{V_{\mathrm{s}}} = \frac{V_{\mathrm{a}}}{V_{\mathrm{sp}}+V_{\mathrm{f}}} \tag{2}$$

ここで，V_{a}は空気の体積，V_{f}は繊維の体積，V_{sp}は土粒子の体積，V_{v}は間隙の体積，V_{s}は固体分の体積である。

短繊維は束状になっているため，手作業で分散させてから砂と混合させた。砂と繊維をうまく混合させるために，必要量の 3 分の 1 の砂を薄く敷き，その上に必要量の 3 分の 1 の繊維を敷く。残りの砂と繊維も同じように敷いていくことで，砂と繊維が混合しやすくなる。そして，混合した後に繊維混合砂を高さ 100mm，直径 50mm の寸法のモールドに入れ，サイドタッピングによって締め固めて供試体を作製した。つまり，振動による空中落下法で作製した。その後，背圧を-20kPa にして供試体を自立させ，モールドを外した。

初期相対密度D_{r}は 30%, 40%または 50%で試験を実施した。D_{r}は以下の式で求められる。

$$D_{\mathrm{r}} = \frac{e_{\max}-e_0}{e_{\max}-e_{\min}} \tag{3}$$

ここで，$e_{\max}$ と $e_{\min}$ は最大間隙比と最小間隙比であり，e_0 は初期間隙比である。$e_{\max}$ と $e_{\min}$ は表 2 に示す。繊維を混合すると，$e_{\max}$ と $e_{\min}$ は大きくなる。

表 2　最大間隙比と最小間隙比

	Mikawa-N6		
w_{f}	0.0%	0.2%	0.4%
$e_{\max}$	1.018	1.027	1.035
$e_{\min}$	0.643	0.667	0.691

3. 短繊維補強土に対する繰返し三軸圧縮試験

3.1　試験手順

砂の繰返しせん断挙動に及ぼす繊維の影響と効果を調べるために繰返し非排水三軸圧縮試験(JGS 0541-2020)を実施した。供試体の作製が完了した後，飽和過程を実施する。セル圧 20kPa かけた状態で CO_2 を供試体に通し，間隙内の空気を CO_2 に置換した。その後，脱気した水で試料を飽和させ，CO_2 を可能な限り完全に排出した。その後，拘束圧 20kPa を維持した状態で背圧を 300kPa まで上昇させた。飽和過程が完了した後，B= Δu/Δσ で定義される skempton の B 値を用いて飽和度を確認した。ここで、Δu は非排水状態での間隙水圧の増分、Δσ はセル圧の増分である。すべてのケースで，B 値は 0.95 以上に達したことを確認している。B 値を確認した後，拘束圧 p'_0＝100 kPa で圧密した。圧密後，0.1Hz の振動数で，応力制御で繰返し非排水せん断した。

目標相対密度D_{r}，繊維含有率w_{f}，応力振幅 σ_{a}，応力振幅比 (CSR) = $\sigma_{\mathrm{a}}/2p'_0$ とともに，実験の全リストを表 3 に示す。複数の応力振幅で実験を行い，液状化強度曲線を得る。

表 3　試験ケース

w_{f} (%)	σ_{a} (kPa)	CSR	D_{r} (%)
0.0	25	0.125	40
	30	0.15	40
	35	0.175	40
	40	0.200	40
0.2	25	0.125	40
	30	0.150	40
	35	0.175	40
	40	0.200	40
0.4	25	0.125	40
	30	0.150	40
	35	0.175	40
	40	0.200	40

3.2　試験結果と考察

繊維混入量が繰り返しせん断挙動に及ぼす影響を把握するため，初期相対密度D_{r}は 40%で，繊維の添加量を変えて実験を行い，結果を比較した。図 3～5 に非排水繰返し三軸試験の結果を示す。試験結果は軸差応力 q－軸ひずみ ε_{a}，軸差応力 q －平均有効応力 p'で整理した。$q-p'$図にはサイクリックモビリティの傾き α を示した。α は，q と p'が増加していく過程における応力パスの傾きである。α ではなく、変相点と $q=p'=0$ を結んだ線の傾きを用いて，その傾きの大小を比較される研究が見られる。しかし，変相点の場合，少ない繰返し回数で液状化した場合，図 3 のように圧縮側と引張側の両方で変相点が得られない場合がある。そのため，サイクリックモビリティの傾き α を比較する。また，図中には圧密後の相対密度D_{rc}および間隙比 e_{c} を示した。

図 3～5 から，いずれの場合も応力振幅が大きくなるほど，繰返しせん断によって平均有効応力が大きく減少しやすくなる。$q-p'$関係に着目すると，サイクリックモビリテ

ィの傾き α は，圧縮側の方が大きい。三軸試験においては，圧縮側と伸長側で挙動が異なることは指摘されており，これは中間主応力が原因の 1 つとされている [10]。またw_fが大きくなるにつれて圧縮側，引張側の両方とも α が大きくなる。

$q-\varepsilon_a$ 関係に着目すると，多くの場合で引張側の方が，ひずみが進展しやすい。これは供試体作製時における異方性の影響であり，空中落下法で作製した場合，圧縮側に比較して伸長側の方が，ひずみが進展しやすくなる。

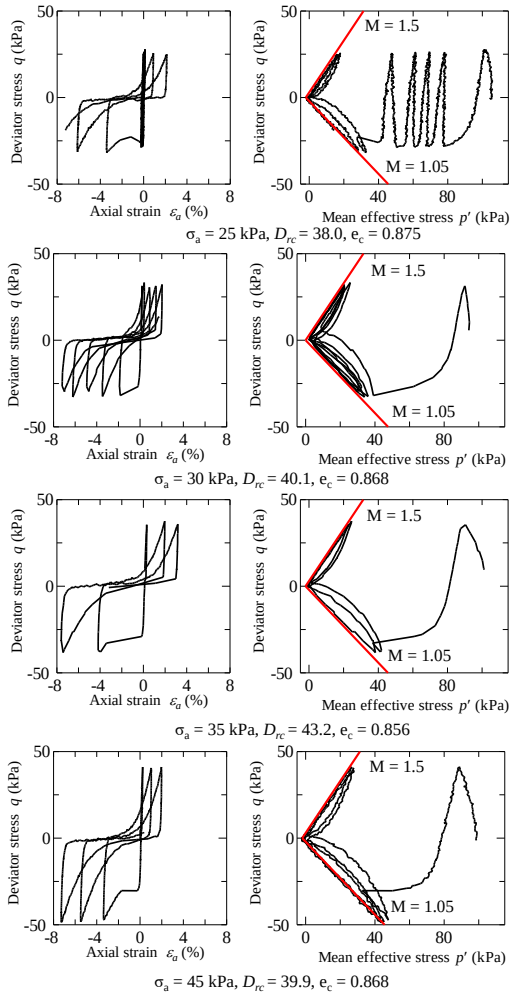
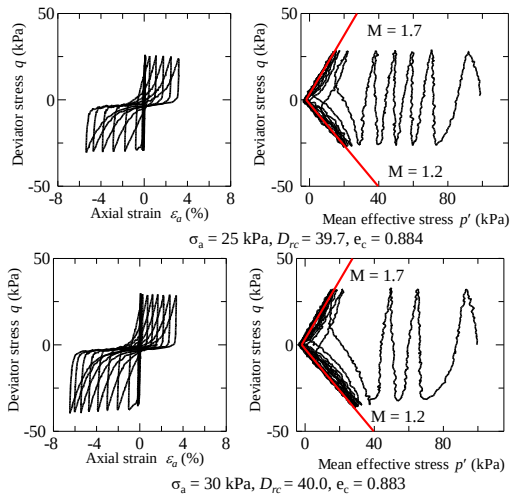


図 3　試験結果 (w_f = 0.0 %)



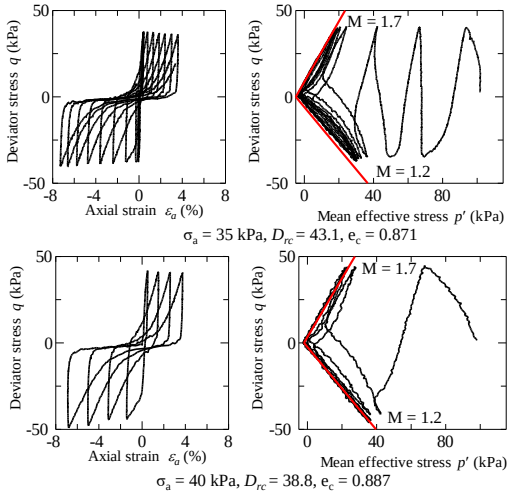


図 4　試験結果 (w_f = 0.2 %)

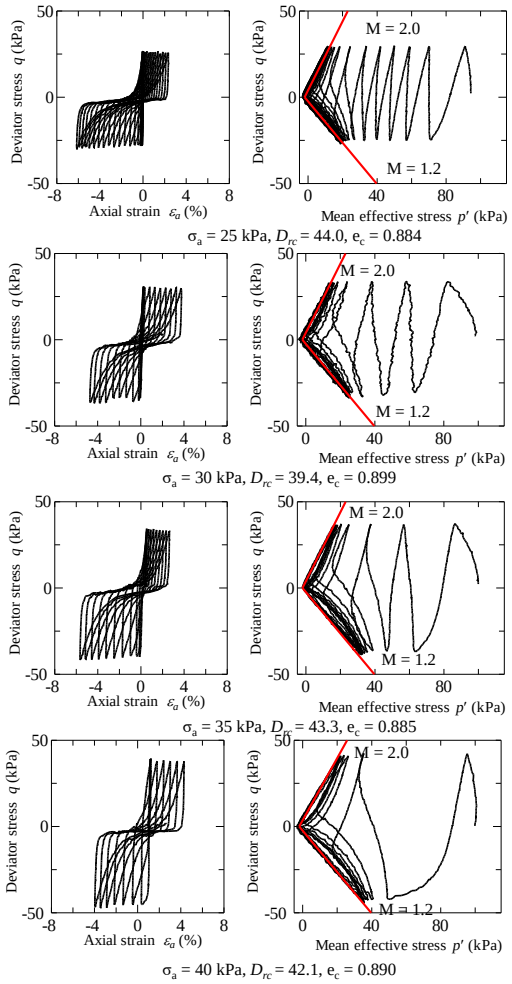


図 5　試験結果 (w_f = 0.4 %)

図 6 に，試験結果から得られた液状化強度曲線を示す。図中の N_e は各ケースにおける有効応力減少比 $\Delta p'/p'_0$ が 95 %以上になるまでの繰返し回数，N_{DA} は繰返し載荷により軸ひずみの両振幅 DA が 5%に達した回数である。一般的に横軸は N_{DA} で整理されるが，ここでは，N_e でも整理した。図 6 のプロットが実験結果で、実線は近似曲線である。

液状化強度曲線の近似曲線は Tatsuoka et al. (1980)[11]を参考に，以下の式で近似した。

$$R = R_{L20}\left(\frac{N}{20}\right)^{a} \tag{4}$$

ここで，R_{L20}は N_{DA}，または，N_e が 20 のときの，CSR である。a は曲線の傾きを示す。a が小さい方が，少しの応力振幅の変化で，急激に液状化しやすくなりやすい。R_{L20}と a については，表 4 にまとめた。加えて近似曲線の相関係数R^2も示した。w_fが大きくなるにつれて，N_e については a が大きくなる。つまり，繊維を加えた方が，高い CSR でも液状化しづらい。一方で，CSR が 0.1 では，液状化強度曲線はほぼ一致する。このことから，振幅が小さい地震に対しては，ほとんど効果がないが，大きい地震動に対しては，繊維により液状化しづらい。一方，N_{DA} については繊維の添加により液状化強度曲線が右上に移動する。つまり，液状化後のひずみは繊維の添加により，進展しづらくなることがわかる。

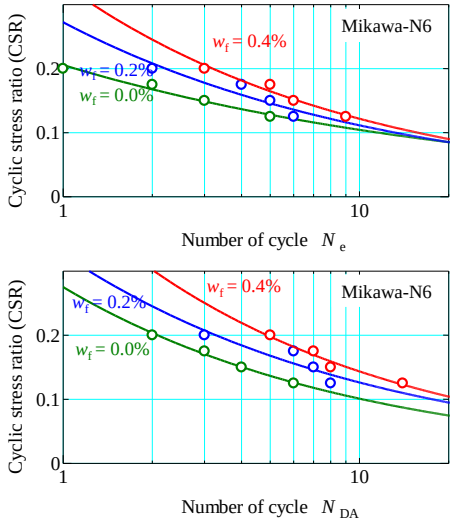


図 6　液状化強度曲線

表 4　液状化強度曲線のパラメータ

	w_f (%)	R_{L20}	a	R^2
N_e	0.0	0.0852	-0.294	0.9707
	0.2	0.0852	-0.388	0.8584
	0.4	0.0901	-0.435	0.9534
N_{DA}	0.0	0.0747	-0.435	0.9897
	0.2	0.0949	-0.412	0.8076
	0.4	0.1042	-0.462	0.9602

4.　短繊維補強土の液状化中の異方性の発展を調べる再液状化試験

4.1　試験手順

相対密度D_rは 40%，拘束圧 p'_0 = 100 kPa で 3 章と同様に繰返し非排水三軸試験を実施する。1 回目の繰返し非排水せん断試験で液状化履歴を与えた後に，再び繰返し非排水せん断試験を行った。用いた試料はw_f=0.0, 0.4%の 2 つである。具体的な実験手順は以下の通りである。まず，CSR = 0.15 で非排水繰返しせん断試験を行う。次に，この繰返し非排水せん断試験を軸ひずみの両振幅 DA が 8%以上生じたことを確認した後，等方応力状態 ($q = 0$) でせん断を停止する。その後，軸変位を許した状態で排水バルブを開けることで、非排水せん断時に発生した過剰間隙水圧が十分消散するまで排水させる。これらの応力履歴を与えた後，応力振幅 CSR = 0.15 で再び非排水繰返しせん断を行う。1 回目の試験結果とせん断の停止位置を図 7 に示す。ここで，点(A)は引張側の点，点(B)は軸ひずみがやや引張側の点，点(C)は圧縮側の点である。点(A)，(B)については，引張側から停止，点(C)については、圧縮側から停止した。

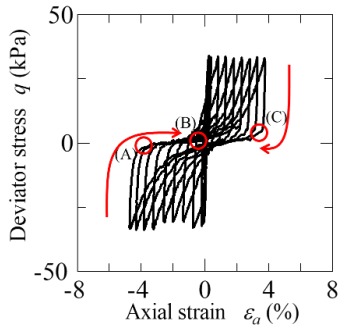
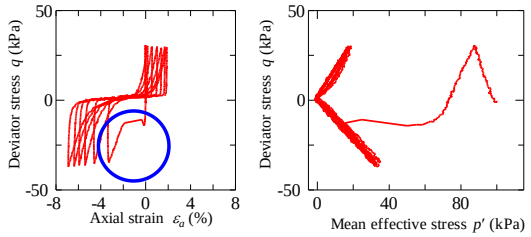


図 7　繰返しせん断の停止位置

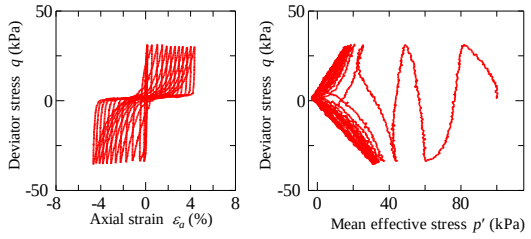
4.2　試験結果

再液状化試験の結果は図 8，9 に示す。また，再液状化試験時の相対密度は図 8，9 中に示す。繊維の有無によらず，点(A)で止めたときは，圧縮側で大きく有効応力が減少し，圧縮側にひずみが進展する。一方，点(C)で止めたときは，引張側で有効応力が大きく減少し，引張側にひずみが進展する。点(B)でとめたときは、圧縮側、引張側の両方にひずみが進展した。これは、液状化中において有効応力が 0 に近い状態のときに，異方性が大きく変化することを意味している。つまり、液状化中に引張側にひずみが進展しているときは、引張側に強くなり、圧縮側に弱くなる。その逆も言える。この実験結果は、短繊維を混入させても異方性の進展は抑制できないことを示している。また，図 3-5 の σ_a = 30kPa のときよりも再液状化時の方が液状化しやくなった。これも，液状化中に進展した異方性が原因である。

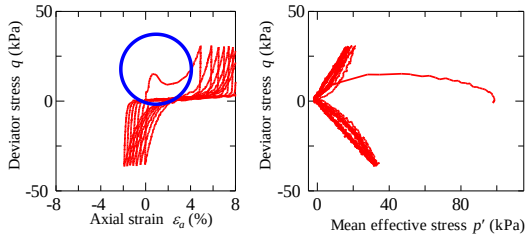
液状化のしやすさ，すなわち N_e に注目すると，点(A), (C)でせん断を止めたときは，非常に液状化しやすく，点(B)で止めると液状化しづらい。つぎに，液状化後のひずみの進展のしやすさを示している N_{DA}- N_e に着目する。N_{DA}- N_e は，w_f = 0.0%の場合，点(A), (C)は 1 であり，図 8，9 の青○で示した通り，液状化後に大きくひずみが進展している。一方，点(B)で止めたときは，そのような挙動が見られない。繊維を混入させることで，N_{DA}- N_e はいずれの点でも 2 倍程度であり，液状化後のひずみの進展を少しだけ抑制している。ただし，点(A), (C)の方が液状化中に発展した異方性の影響を受けてひずみが進展しやすい。



(A) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 53.7, e_c = 0.816

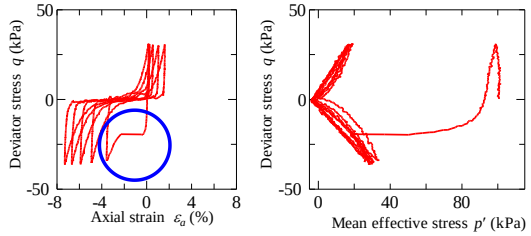


(B) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 51.4, e_c = 0.825

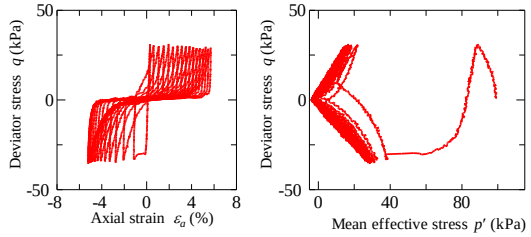


(C) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 51.5, e_c = 0.825

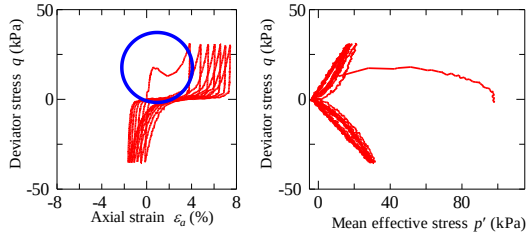
図 8　再液状化試験結果 w_f = 0.0 %



(A) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 57.3, e_c = 0.727



(B) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 52.5, e_c = 0.741



(C) σ_a = 30 kPa, D_{rc} = 53.6, e_c = 0.738

図 9　再液状化試験結果 w_f = 0.4 %

表 5　再液状化試験結果まとめ

w_f (%)	止めた位置	N_e	N_{DA}
0.0	(A)	1	2
	(B)	4	7
	(C)	1	2
0.4	(A)	1	3
	(B)	3	9
	(C)	1	4

5.　結論

本研究では，粒子形状の異なる 2 つの砂に対して，短繊維を混合し供試体を作製し，繰返し三軸試験を実施した。繊維の量をいくつか変えて、短繊維の液状化に対する補強効果を調べた。また，Yamada et al. (2010)[7]を参考に、再液状化試験を実施して，短繊維補強土の再液状化強度を調査した。以下に結論を示す。

1)　繊維の混入量w_fが大きくなるにつれて圧縮側，引張側の両方ともサイクリックモビリティの傾き α が大きくなる。w_f= 0.4%では，圧縮側で 0.5，伸張側で 0.15 程度大きくなった。w_fが大きくなるにつれて，高い CSR でも液状化しづらい。例えば CSR = 0.2 では，w_f= 0.4%のとき，無補強砂に比べて補強砂は液状化するまでに 3 倍の回数繰返す必要がある。このことから，大きな地震動に対して効果的であることが示唆される。

2)　短繊維補強土も通常の砂と同様に、液状化中において有効応力が 0 に近い状態のときに，異方性が大きく変化した。そのため、短繊維補強砂も液状化後に圧密させて密度が大きくなっているのにもかかわらず，1 回の繰り返しで液状化してしまうケースも見られる。

3)　繊維を混入させることで，N_{DA}- N_e（液状化中のひずみの進展の程度を示す指標）はいずれの点でも 2 倍程度となり，繊維により液状化後のひずみの進展を少しだけ抑制している。ただし、繊維補強砂であっても液状化中に発展した異方性の影響を受けてひずみが進展しやすい。

参　考　文　献

1)　Michalowski, R.L., and Cermak, J. (2003) Triaxial compression of sand reinforced with fibers, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(2), pp.125–136.

2)　Heineck, K.S., Coop, M.R., and Consoli, N.C. (2005) Effect of microreinforcement of soils from very small to large shear strains, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131(8), pp.1024–1033.

3)　Dos Santos, A.P.S., Consoli, N.C., and Baudet, B.A. (2010) The mechanics of fiber-reinforced sand, Géotechnique, 60(10), pp.791–799.

4)　Ganiev, J., Yamada, S., Nakano M. and Sakai, T. (2021) Effect of fiber-reinforcement on the mechanical behavior of sand approaching the critical state, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 14(4), pp.1241-1252.

5)　Festugato, L., Gálvez, J.H.F., Miguel, G.D. and Consoli, N.C. (2022): Cyclic response of fibre reinforced dense sand,

Transportation Geotechnics, 37, 100811.
6) Wakamatsu, K. (2012) Recurrence of Liquefaction at the Same Site Induced by the 2011 Great East Japan Earthquake Compared with Previous Earthquakes, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering,
7) Yamada. S., Takamori, T. and Sato, K. (2010) Effects on Reliquefaction Resistance Produced by Changes in Anisotropy During Liquefaction, Soils and Foundations, 50 (1), pp. 9-25.
8) Ghadr, S. (2020) Effect of grain size on undrained anisotropic behaviour of sand-fibre composite Transportation Geotechnics, 22, 100323
9) Ganiev, J., Nakano, M. and Sakai, T. (2022b): Effect of fibers on the compressive and tensile strengths of sand considering failure mode, International Journal of GEOMATE, 23 (9), pp. 1-8.
10) Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W. (1998) Effects of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behavior of Sand, Soils and Foundations, 38 (3), pp.179-188.
11) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tokida, K.: Normalized dynamic undrained strength of sands subjected to cyclic and random loading, Soils and Foundations, Vol. 20, No.3, 1980, pp. 1-16.

Experimental study on liquefaction and re-liquefaction behavior of short fiber reinforced sand

Takayuki SAKAI[1], Masaki NAKANO[2], Jakhongirbek GANIEV [3]

1 Nagoya University, Department of Civil Engineering
2 Nagoya University, Department of Civil Engineering
3 Okumura Corporation

Abstract

In this study, the cyclic shear properties of short-fiber reinforced soil were investigated for various cases with different fiber content (w_f). Additionally, re-liquefaction tests were conducted in which the water pressure was dissipated after the liquefaction test, followed by subjecting the sand to cyclic shear again. The results showed that for w_f = 0.4%, the slope of cyclic mobility increased by about 0.5 on the compression side and 0.15 on the extension side. As w_f increased, liquefaction became more difficult even at high cyclic stress ratios (CSR). For instance, at CSR = 0.2, the difficulty of liquefaction was three times greater when w_f = 0.4%. In re-liquefaction tests, fiber-reinforced sand liquefied after one cyclic shear cycle as unreinforced sand, despite the increased density due to consolidation post-liquefaction. However, the mixture of fibers suppressed the propagation of strain after liquefaction by about 2 times. The fiber-reinforced sand is susceptible to strain development due to anisotropy developed during liquefaction, similar to unreinforced sand.

Key words: fiber reinforced sand, liquefaction, triaxial test