

溶液型薬液注入工法によって改良された地盤の動的特性

秋本哲平¹, 仙頭紀明², 林 健太郎¹

1 五洋建設・技術研究所

2 日本大学・工学部土木工学科

概 要

我が国の液状化強度は、 $R_{L20,5\%}$ での評価が一般的であり、発生するひずみ量で液状化を判断している。しかし、この判断方法を薬液改良土に適用した場合、薬液改良土の特徴である繰返しせん断に対する靱性や残留変形の抑制といった改良効果を十分に考慮できていないといった課題があった。本研究では、強震時を想定して高い応力比での繰返し中空ねじりせん断試験を実施することで、繰返しせん断に対する抵抗性を確認し、薬液改良土の特徴を適切に評価するためには、ひずみ量と過剰間隙水圧比を併せた総合的な液状化の判断が必要であることがわかった。また、過剰間隙水圧比の定義で液状化しないと判断された場合でも繰返し载荷に伴い過剰間隙水圧が上昇することから、水圧が残留した状態における薬液改良土の非排水状態の強度変形特性を確認し、繰返し载荷前と同等の非排水せん断強度を有していることを確認した。

キーワード：改良土，液状化，薬液注入，動的特性，液状化強度

1. はじめに

近年、東北地方太平洋沖地震(2011)、熊本地震(2016)、北海道胆振東部地震(2018)など、震度7を超える非常に強い地震が多数発生しており、液状化による被害も多く認められている。また、各種の基準においても耐震検討時における設計地震動を大きく設計する傾向にあり、液状化対策として地盤改良を実施する際にも高い強度が求められる傾向にある。

液状化に対する土の強さは、液状化強度によって評価される。液状化強度を算定する際の液状化発生の有無を判断する方法は、過剰間隙水圧比で定義する方法と、発生するひずみ量で定義する方法がある。我が国における液状化強度は、 $R_{L20,5\%}$ すなわち繰返し回数 20 回で両振幅軸ひずみが 5%に達する時のせん断応力比で評価されることが一般的である。これは、液状化事例と非液状化事例の境界を最もよく表現しており、構造物の被害と密接な関係があると考えられているためである¹⁾。緩詰めめの砂質土を対象として、液状化強度特性を求めるための繰返しせん断試験(液状化試験)を実施すると、一定の繰返し応力が作用しているにもかかわらず、繰返し回数が少ない場合にはほとんどひずみが発生せず、ある回数あたりからひずみが急増する。このひずみが急増して両振幅軸ひずみ 5%を超える時点と過剰間隙水圧比が 0.95 を超える時点は概ね等しい²⁾³⁾ことから、液状化状態の判断基準を両振幅軸ひずみ 5%に設定することは、ある程度妥当であると考えられる。しかし、粘性土に対して液状化試験を実施すると、緩詰めめの砂質土

のようにひずみが急増することはなく、徐々に増加する傾向を示すが、過剰間隙水圧比は、両振幅軸ひずみが 5%を超えても 0.95 を超えない⁴⁾。このような状態を液状化と判断することはないが、ひずみで判定すると、決して液体状にならない粘性土も液状化したと判断されることになる。溶液型薬液注入によって改良された試料(薬液改良土)で液状化試験を実施すると、上記の粘性土と同様に、繰返し回数が少ない時点からひずみが発生するものの、その後は徐々に増加する傾向を示し、ひずみが急増するような傾向は見られない⁴⁾⁵⁾。また、過剰間隙水圧比も同様に繰返し载荷初期から蓄積していくものの、両振幅軸ひずみが 5%を超えた時点においても 0.95 を超えておらず、最終的に 0.95 以上とならない場合がほとんどである⁴⁾⁵⁾。しかし、現状では薬液改良土の液状化の判断も砂質土と同様に軸ひずみ 5%で行われている⁶⁾ため、薬液注入による改良効果の特徴である靱性を十分に評価できていないものと考えられる。大島ら⁷⁾の研究では、薬液改良土に対して定ひずみ非排水繰返し三軸試験を実施し、低シリカ濃度薬液による改良であっても繰返し载荷に対して粘り強い材料であることを示しているが、定ひずみの繰返し载荷 100 回の試験であり、軸ひずみ 0.2%と 0.5%で実施していることから強震時は想定されていない。そこで本研究では、強震時を想定して高いせん断応力比の液状化強度試験を実施し、薬液改良土の繰返しせん断に対する抵抗性を確認することにより、薬液改良土に対する適切な液状化の判断方法について検討した。

現状では、改良地盤の液状化判定を実施する場合、液状

化強度比が必要になることから、液状化の判断方法を適切に設定することは非常に重要である。一方で、液状化しないと判断された場合であっても過剰間隙水圧はある程度まで上昇し、有効応力が低下するため、地震直後でも供用を継続しなければならない施設の耐震性能評価では、そういった状態における改良地盤の強度を正しく評価する必要がある。その例として、空港滑走路の地震時の支持力に対する検討が挙げられる。具体的には、強い地震動が発生した地域では、被災直後から救援物資の補給が必要となる。緊急物資の輸送手段は、陸上輸送、海上輸送、航空輸送が考えられるものの、航空輸送が最も速く、遠方からの輸送も可能である。また、道路や鉄道を使用する場合、長距離に及ぶ整備が必要であるが、航空輸送の場合、滑走路や空港の一部を整備することで輸送が可能となる。したがって、地震直後における滑走路の性能を確保することは非常に重要な災害対策であり、我が国の主要空港においても薬液注入による液状化対策が実施されている（図 1）。

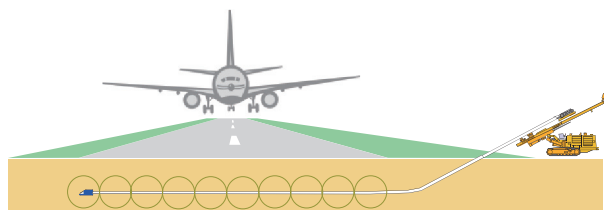


図 1 滑走路における曲がり削孔による地盤改良概念

表 1 実験ケース一覧（繰返し中空ねじり試験）

実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m ²)	実験ケース	供試体番号	シリカ濃度	CSR	平均 q_u (kN/m ²)
A	1	0 (未改良)	0.15	—	E	13	8	0.58	164
	2		0.18			0.78			
	3		0.20			0.78			
B	4	4	0.29	22	F	16	8	0.75	122
	5		0.36			0.93			
	6		0.46			1.15			
C	7	6	0.59	86	G	19	11	0.79	274
	8		0.65			0.99			
	9		0.68			1.11			
D	10	6	0.56	85					
	11		0.65						
	12		0.75						

表 2 一軸圧縮試験結果一覧

実験ケース	供試体番号	q_u (kN/m ²)		実験ケース	供試体番号	q_u (kN/m ²)	
		値	平均値			値	平均値
B	①	20	22	E	①	163	164
	②	25			②	162	
	③	23			③	169	
C	①	72	86	F	①	117	122
	②	92			②	125	
	③	92			③	126	
D	①	63	85	G	①	263	274
	②	105			②	258	
	③	86			③	301	

滑走路に強い地震動が作用した場合、地盤内の過剰間隙水圧が上昇し、しばらくの間地盤内に残留することが懸念されている。そのため、緊急物資輸送時の支持力検討は、過剰間隙水圧が残留した状態における地盤の強度を想定して実施されている⁸⁾。強震動が作用すると、薬液改良した地盤であっても過剰間隙水圧が残留した状態で滑走路を使用することが想定される。そこで、本研究では、薬液改良土に対して繰返し載荷を行い、発生した過剰間隙水圧を残したまま非排水三軸圧縮試験（CUB 試験）を実施することで、過剰間隙水圧が残留した状態における非排水状態での強度変形特性を確認した。

2. 強震時の繰返しせん断特性

強震時の繰返しせん断特性を確認するためには、高い応力比での繰返し載荷が必要となるものの、液状化試験として一般的に実施されている繰返し非排水三軸試験（JGS-0531）では、供試体の強度が高くなるほど過剰間隙水圧上昇による軟化ではなく、引張破壊（ネッキング破壊）を生じることが報告されている⁴⁹⁾。繰返し三軸試験の繰返し応力振幅比は、有効拘束圧 σ'_0 と軸差応力 σ_d から $\sigma_d/2\sigma'_0$ で示され、繰返し応力振幅比 0.5 以上においては、 $\sigma_d \geq \sigma'_0$ となるため、伸張時は供試体に引張力を載荷する必要がある。しかしながら、供試体上端面とキャップは固定されておらず、メンブレンを介して引張力を載荷することになるため、液状化時の強度変形特性を適切に評価できているか疑問が残る。そこで、本研究では、繰返し中空ねじりせん断試験にて高い繰返し応力比を載荷することにより、強震時のせん断挙動を確認した。

2.1 実験概要

実験に使用した試料は珪砂 5 号であり、土粒子の密度 $\rho_s=2.642\text{g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50}=0.43\text{mm}$ 、細粒分含有率 $F_c=1.5\%$ 、均等係数 $U_c=2.1$ の均質な砂である。実施した実

験ケース一覧を表 1 に示す。未改良土も含めて 7 ケース（21 供試体）の実験を実施した。試験用の供試体は、モールド内に薬液を投入し、その中に乾燥させた砂を水中落下させて作製した（以降、水中落下法とする）。使用した薬液は、特殊シリカ、硬化材および酸性の反応剤からなる溶液型活性シリカ系グラウトである。砂の相対密度は $D_r=60\%$ に調整し、14 日以上養生して試験を実施した。一軸圧縮試験は、直径 5cm、高さ 10cm の供試体とし、繰返し中空ねじりせん断試験は、外径 7cm、内径 3cm、高さ 10cm の供試体を作製した。表 1 における平均 q_u を算定した際の一軸圧縮試験結果を表 2 に示す。室内で作製した供試体であっても多少のばらつきが確認されている。

繰返し中空ねじりせん断試験では、供試体の端面整形での乱れの影響により、供試体端面とキャップやペDESTAL との接続部周辺にせん断変形が集中する局所化が懸念される。そこで供試体の上下端面に石膏を塗布し、キャップおよびペDESTAL との一体化につとめた。中空ねじり試験で一般的に使用されるリブ付きのポーラスストーンでは石膏を塗布するとポーラスストーンが目詰まりが発生する恐れがあったため、ポーラスストーンの上にステンレス製のリブ付きプレートを取り付けた（写真 1）。プレートに埋め込まれたリブは、等間隔に 6 枚配置し、高さは 2mm、厚さは 1.4mm である。供試体の上下端面には、幅や高さがリブとほぼ等しい溝を入れて、石膏でプレートと固定した。

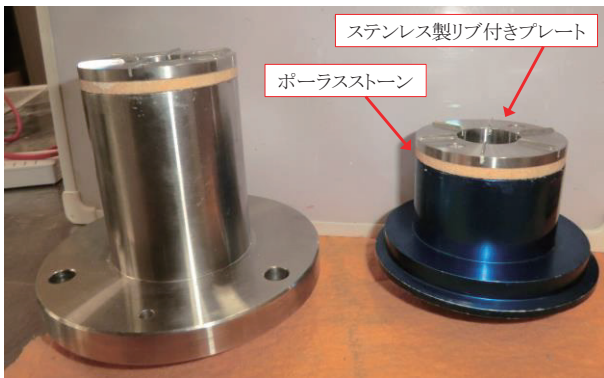


写真 1 ペダスタル(左)とキャップ(右)



写真 2 繰返し中空ねじりせん断試験状況
(供試体 11 (濃度 6%))

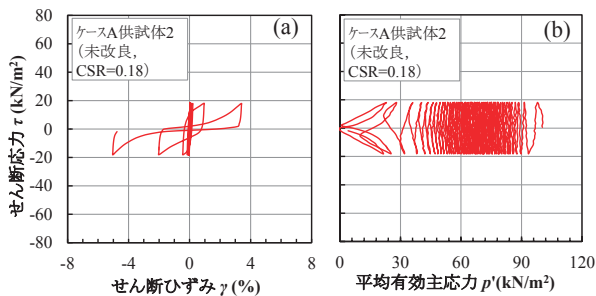


図 2 せん断応力ひずみ関係と有効応力経路
(供試体 2 (未改良))

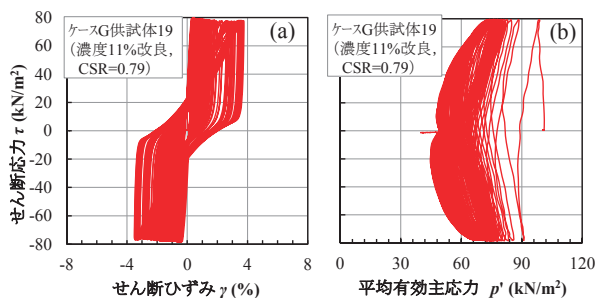


図 3 せん断応力ひずみ関係と有効応力経路
(供試体 19 (濃度 11%改良))

供試体を設置した後、10kN/m²で予備圧密を行い、二酸化炭素と脱気水を通して背圧 100kN/m²を载荷した。供試体外周に写真 2 に示す濾紙を設置して供試体を飽和させており、B 値は、95%以上を確保している。圧密条件は、等方および有効拘束圧 100kN/m²とした。繰返しせん断は、

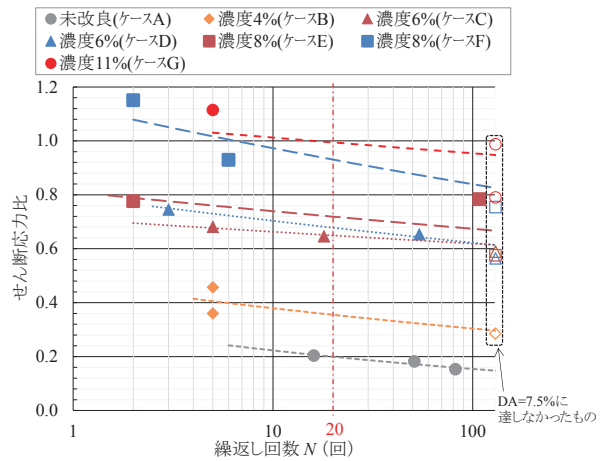


図 4 液状化強度曲線

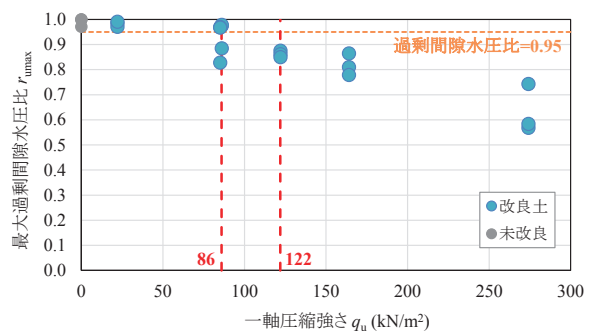


図 5 一軸圧縮強さと最大過剰間隙水圧比

非排水条件で応力制御とし、周波数 0.1Hz で実施した¹⁰⁾。写真 2 はせん断ひずみが 6.9%の試験状況であり、両振幅せん断ひずみが最大で 10%以上となったケース D の供試体 11 である。三軸圧縮試験で懸念された引張力によるネッキング破壊は生じておらず、全体的にせん断変形していることがわかる。

2.2 実験結果と考察

2.2.1 一軸圧縮強さと液状化強度

図 2、図 3 に試験結果の一例として、供試体 2 (未改良) と供試体 19 (シリカ濃度 11%改良) の応力ひずみ関係と有効応力経路を示す。平均 q_u が 274kN/m²であるシリカ濃度 11%の改良供試体であっても 3%程度のせん断ひずみが発生しているものの、未改良砂のような急激なひずみの増加は見られない。有効応力経路では、未改良砂の有効応力はゼロに至り完全に液状化状態に達しているが、改良砂の有効応力は徐々に減少していくものの、未改良砂のようにゼロには達しておらず、40kN/m²が残留しており、液状化状態には至っていないことがわかる。

図 4 に各ケースにおける液状化強度曲線を示す。ここでは、両振幅軸ひずみ 5%に相当する両振幅せん断ひずみ (DA)7.5%で判定している。繰返し载荷は 100 回以上を目安として実施したが、110 回で DA=7.5%に達しなかったものは、マーカーの塗りつぶしを無くし、110 回より右側に

破線枠で囲って示している。薬液のシリカ濃度が高いほど液状化強度 (R_{L20}) は大きくなっており、シリカ濃度 4%で未改良の約 2 倍, 6%で約 3 倍, 8%で約 4 倍, 11%で約 5 倍の液状化強度となっており, 強度増加の効果を得られていることがわかる。

図 5 に一軸圧縮強さと最大過剰間隙水圧比($r_{u\max}$)の関係を示す。未改良砂の最大過剰間隙水圧比は, 0.95 を超えて 1.0 に達しており, 一軸圧縮強さの上昇とともに最大過剰間隙水圧比は低下し, q_u が 200kN/m² を超えると 0.7 程度となることが推定される。 q_u が 122kN/m² 以上の改良砂は, 過剰間隙水圧比が 0.95 未満となっており, q_u が 86kN/m² 以下の改良砂は, 過剰間隙水圧比 0.95 以上となる供試体が存在することから, $q_u=100$ kN/m² 程度が閾値となっている可能性がある。

図 6 に試験結果の時刻歴を示す。(a)がシリカ濃度 4%で改良した供試体 5 であり, (b)がシリカ濃度 6%で改良した供試体 9 の結果である。供試体 5 と 9 は, DA が 7.5%に達しており, 最大過剰間隙水圧比も 0.95 以上を示していることから, 両方の定義から液状化と判断されるケースである。しかしながら, せん断ひずみで判断した場合, 図中①に示す 5 回での液状化と判断され, 過剰間隙水圧比で判断した場合, 図中②の 20 回以上と判断されるため, 判断方法によってその判定回数は大きく異なっている。

図 7 に液状化強度 (R_{L20}) と一軸圧縮強さ (q_u) の関係を示す。液状化強度は, 図 4 より, 繰返し回数 20 回に相当するせん断応力比をケースごとに算定したものである。ここでは, 過剰間隙水圧比が 0.95 以上となったケースと 0.95 未満であったケースを分けて, 既往文献¹¹⁾の結果とともに記載している。一軸圧縮強さの増加とともに液状化強度が増加する傾向を示しており, 過剰間隙水圧比での判定で閾値になると想定される $q_u=100$ kN/m² 程度は, $R_{L20}=0.6$ 程度に該当することがわかる。なお, 本試験結果は, 既往文献の結果に対し, 下限に位置している点が多くなっている。これは, 既往文献が繰返し三軸試験の結果であり, 引張破壊が卓越し, 一軸圧縮強さに対して液状化強度が小さくなっているためと考えられる¹²⁾¹³⁾。

2.2.2 せん断剛性と累積損失エネルギー

図 8 と図 9 に繰返し回数とせん断剛性比の関係を示す。せん断剛性比とは, せん断応力-せん断ひずみ関係における各サイクルでの割線剛性 G を 1 サイクル目の割線剛性 G_1 で除した値である。同じ CSR であっても薬液の濃度や供試体の強度によって異なる傾向を示すため, ここでは供試体の一軸圧縮強さから推定される液状化強度を境界として 2 つの図に分類した。図 8 は, 液状化強度未満の応力比で载荷した供試体の結果であり, 継続時間が長く, 繰返し回数が多い海溝型地震を受けた場合に対応している。一方, 図 9 は, 液状化強度以上の応力比で载荷した供試体の結果を示しており, 設計の想定よりも大きな地震動が作用するような場合に対応している。図 8 では, 全ての結果において, 繰返し回数 20 回時点でせん断剛性比が 0.2 以上となっているものの, 未改良土のせん断剛性比は, 0.4 付

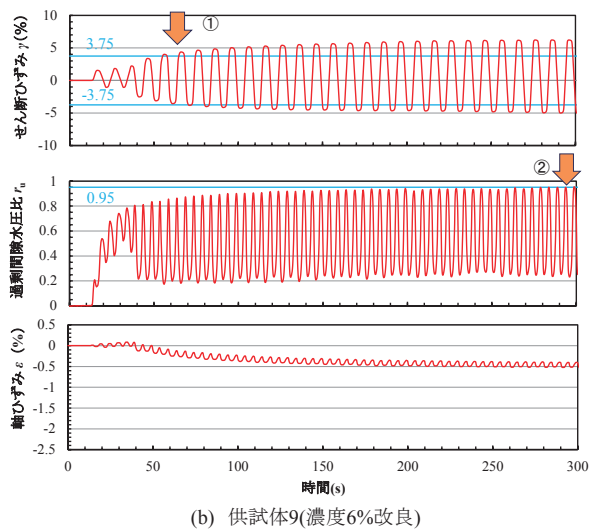
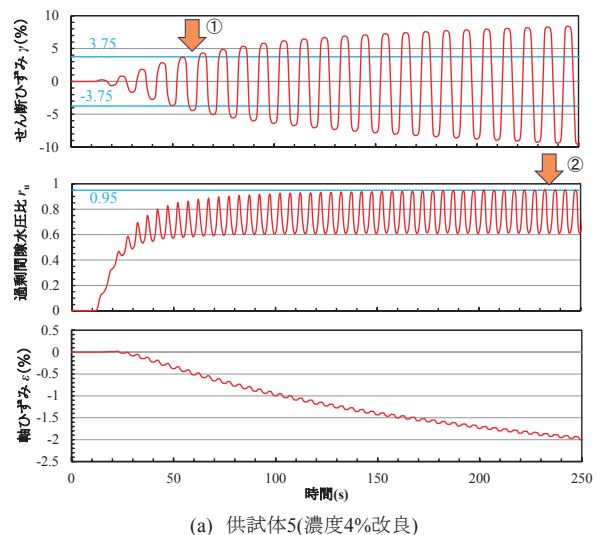


図 6 試験結果の時刻歴

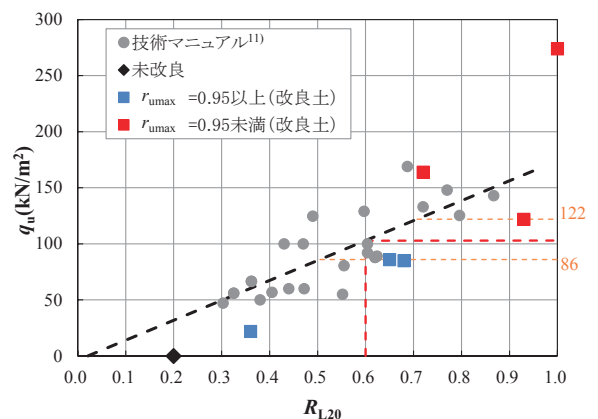


図 7 R_{L20} と一軸圧縮強さの関係

近から急激に下がり始めて, ゼロ付近まで低下している。一方, 薬液改良土は, 载荷初期にせん断剛性が低下するものの, 繰返し回数が増加してもせん断剛性比は低下せず, ゼロ付近までは達しない。供試体 4 を除けば, 概ね 10%以上のせん断剛性が残っており, q_u が 22kN/m² の低強度である供試体 4 も繰返し回数 60 回以上では同程度のせん断剛性を保ち, ゼロには至っていない。図 9 では, 全体的に載

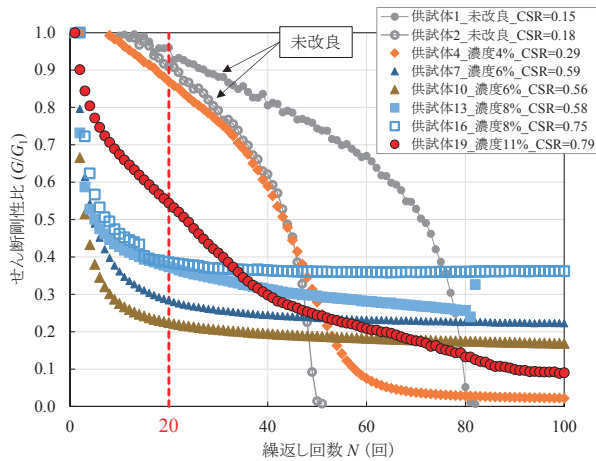


図 8 繰返し回数とせん断剛性比の関係
(液状化強度未満の応力比による載荷)

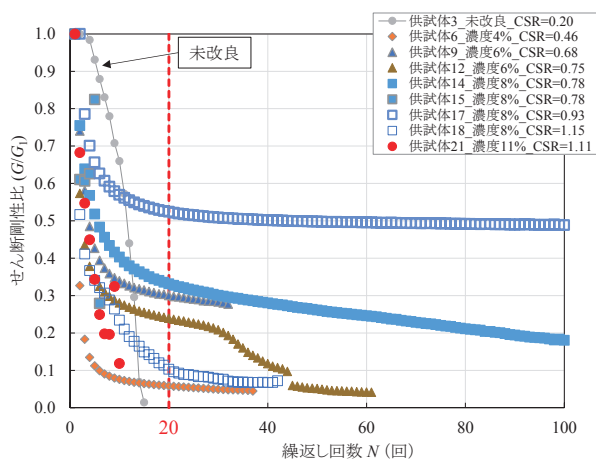


図 9 繰返し回数とせん断剛性比の関係
(液状化強度以上の応力比による載荷)

荷初期の剛性低下が大きくなっている。供試体が有している液状化強度以上の応力比で載荷しているため、初期での剛性低下が大きく、繰返し回数 20 回時点において最小値に近い値となり、未改良土では 20 回前に急激にゼロ付近まで低下している。しかしながら、改良土は 20 回以降も急激な剛性低下はなく、初期に低下したせん断剛性を維持していることがわかる。つまり、載荷回数 20 回未満においてせん断ひずみが 7.5%に達したとしても、いわゆる液体状になるような液状化状態には至っていないことを示している。また、供試体 6 のような低濃度改良であってもせん断剛性が残留していることから、薬液改良土は完全にせん断剛性が失われることはなく、強い地震動に対する靱性を有していることがわかる。

図 10 と図 11 には、繰返し回数と正規化累積損失エネルギーの関係を示す。正規化累積損失エネルギーは、図 2、図 3 に示したせん断応力~せん断ひずみ関係の履歴曲線におけるループの面積の累積値であり、式(1)で定義される⁷⁾。

$$\Delta W/\sigma'_{v0} = 1/\sigma'_{v0} \int \tau(\gamma) \delta\gamma \quad (1)$$

ここで、 ΔW は累積損失エネルギーで、せん断応力~せん

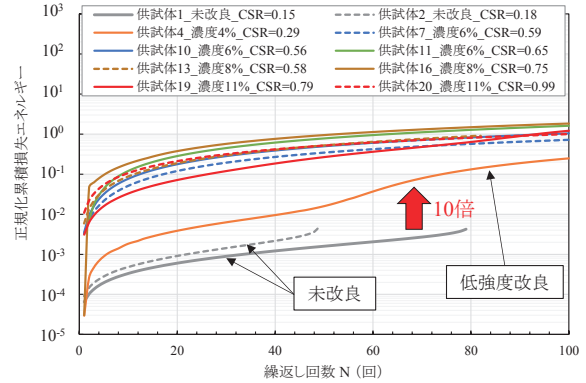


図 10 正規化累積損失エネルギー
(液状化強度未満の応力比による載荷)

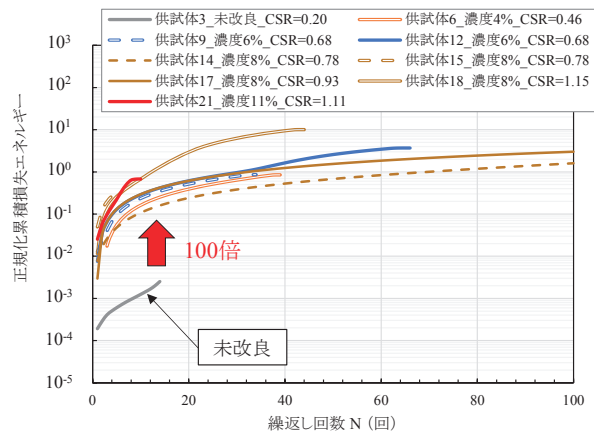


図 11 正規化累積損失エネルギー
(液状化強度以上の応力比による載荷)

断ひずみ曲線の履歴ループの面積の積分値であり、 σ'_{v0} は初期有効上載圧である。正規化累積損失エネルギーは、繰返し載荷に伴う剛性低下の過程において塑性変形して費やすことのできるエネルギー容量を表しており⁷⁾、正規化累積損失エネルギー量が大きいほど地震動に対して粘り強い材料であるといえる。図 10 は液状化強度未満の応力比で載荷した供試体の試験結果であり、図 11 は液状化強度以上の応力比で載荷した試験結果である。供試体 4 を除く薬液改良土は、未改良土の 100 倍の正規化累積損失エネルギーとなっており、低強度改良の供試体 4 でも 10 倍の正規化累積損失エネルギーを有していることから、粘り強い材料に改良されていることがわかる。

写真 3 に供試体 17 の試験後の状態を示す。試験後に供試体を水洗したが、流水による崩壊はなく、自立していた。高い応力比での繰返し載荷や解体時の乱れにより、供試体端部での緩みや土砂化が一部で確認されたものの、それらを除けば塊状を保っており、未改良砂のような液状化の痕跡は確認されなかった。

以上より、薬液改良土は、未改良砂に比べて大きな靱性を有しており、一軸圧縮強さ q_u が 100kN/m² 程度を超える改良土は、有効応力がゼロとなるような液状化状態にはならず、過剰間隙水圧比が 0.9 付近まで上がっても一定の剛



写真 3 試験後の状態（供試体17（濃度8%））

性を保持している可能性がある。したがって、薬液改良土の液状化を判断する場合、第1段階として、せん断ひずみ量 DA7.5%で判断し、7.5%に達していないものは非液状化と判定し、設計における地震動応答解析では非液状化モデルとして入力する¹⁴⁾。第2段階として、せん断ひずみ量 DA7.5%に達しているものに対して過剰間隙水圧比 0.95 で判断し、0.95 に達していないものに関しては、液状化状態には至らないと判定する。この場合、設計における地震応答解析では、水圧上昇を考慮し、発生するひずみ量を再現できるモデルで入力する¹⁴⁾¹⁵⁾。DA7.5%に達し、かつ過剰間隙水圧比が 0.95 に達するものは、液状化と判定し、改良条件や改良方法の見直しが必要となる¹⁶⁾。このような判断を実施することで、薬液改良土特有の靱性を適切に評価できるため、合理的な設計に繋がる可能性がある。

3. 過剰間隙水圧が残留した状態でのせん断強度

前章での検討により、薬液改良土の靱性を適切に評価できる可能性が示された。しかしながら、強震時には過剰間隙水圧がある程度まで上昇することが想定されるため、過剰間隙水圧が上昇した状態における改良地盤の強度変形特性を把握しておく必要がある。ここでは、例として空港滑走路における支持力についての検討を行った。

善ら⁸⁾の研究では、細粒分を多く含む地盤からなる空港滑走路において地震発生後も過剰間隙水圧が残留することを水圧消散解析で確認しているため、過剰間隙水圧が残留する砂質土の強度を静的非排水三軸試験で求めている。試験結果から、式(2)のように砂の内部摩擦角を設定することで、残留する過剰間隙水圧によって低下するせん断強度の影響を考慮している。

$$\phi_{CU} = -\alpha L_u + \beta \quad (2)$$

α と β は実験によって算定した係数であり、砂の細粒分含有率 F_c や相対密度 D_r によって決定される。 L_u は動的解析によって算定される過剰間隙水圧比である。

薬液によって改良された地盤は、改良前よりも 1/100~1/1000 透水係数が低下する¹⁷⁾ことから、細粒分を多く含む地盤と同様に地震発生後に過剰間隙水圧が残留することが予想される。したがって、過剰間隙水圧が残留し

表 3 実験ケース一覧

Case	繰返しせん断応力比 CSR	圧密応力 σ_3 (kN/m ²)	繰返し試験後の過剰間隙水圧比	繰返しせん断時最大軸ひずみ ϵ (%)
1	—	50	—	—
2	—	200	—	—
3	0.10	50	0.05	0.01
4	0.10	100	0.06	0.01
5	0.15	100	0.20	0.04
6	0.15	200	0.24	0.04
7	0.20	50	0.16	0.03
8	0.20	100	0.83	1.14
9	0.20	200	0.87	1.24
10	0.25	50	0.68	0.46
11	0.25	100	0.90	1.48
12	0.25	200	0.98	3.70
13	0.30	50	0.80	0.68
14	0.30	100	0.87	1.52
15	0.30	200	0.96	4.18

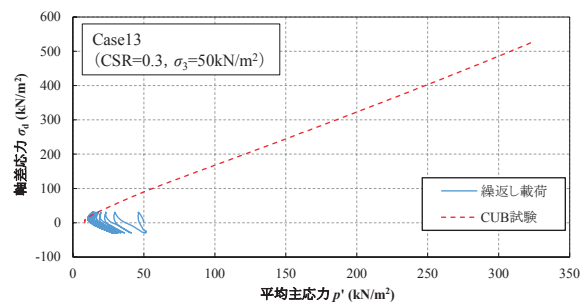


図 12 有効応力経路の例 (Case13)

た状態での薬液改良土のせん断強度を把握するため、薬液改良土を用いて繰返し荷重を行い、過剰間隙水圧を残留させた状態にした後、非排水三軸圧縮試験 (CUB 試験) を実施した。ここでは、非排水三軸圧縮試験による非排水せん断強度の算定が目的であったため、非排水三軸試験を連続して実施できる繰返し三軸試験によって繰返し荷重を与えた。繰返しせん断応力比は、0.5 以下で実施しているため、繰返し三軸試験で懸念される引張破壊は生じていないものと考えられる。

3.1 実験概要

実験試料には珪砂 6 号を使用した。土粒子の密度 $\rho_s=2.637\text{g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50}=0.3\text{mm}$ 、細粒分含有率 $F_c=3.3\%$ 、均等係数 $U_c=1.8$ の均質な砂である。

供試体の作製方法は、水中落下法とし、シリカ濃度 4% の溶液型活性シリカ系グラウトを用いて直径 5cm、高さ 10cm の供試体を作製した。20°C の恒温室にて乾燥を防止しながら 7 日間養生し、繰返し荷重と CUB 試験を実施した。なお、別途一軸圧縮試験を実施し、7 日養生後の一軸圧縮強さ q_u は 80kN/m² であることを確認した。実験ケース一覧を表 3 に示す。繰返し荷重時の応力比 (CSR) を 0.1~0.3 とし、圧密応力 σ_3 を 50kN/m²、100 kN/m²、200 kN/m² の 3 種類として、全 15 ケースの試験を実施した。表 3 には繰返し試験後の過剰間隙水圧比も記載している。なお、様々な過剰間隙水圧比での試験を想定していたが、得られた結果は 0.0~0.3、0.7~1.0 に集中し、それらの中間値を得ることができなかった。

図 12 に繰返し荷重と CUB 試験の有効応力経路の例を示す。Case13 の有効応力経路であり、青色の実線が繰返し

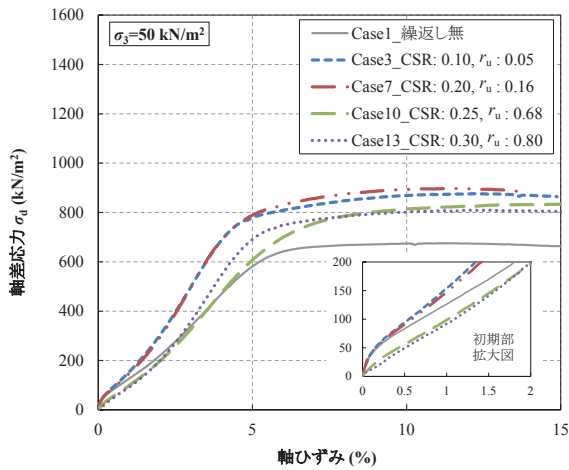


図 13 軸ひずみと軸差応力の関係 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

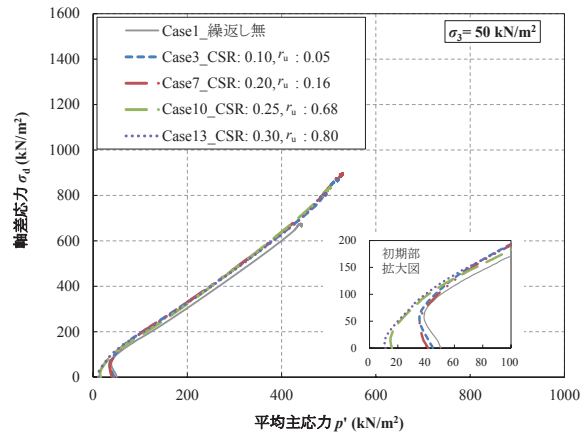


図 16 有効応力経路 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

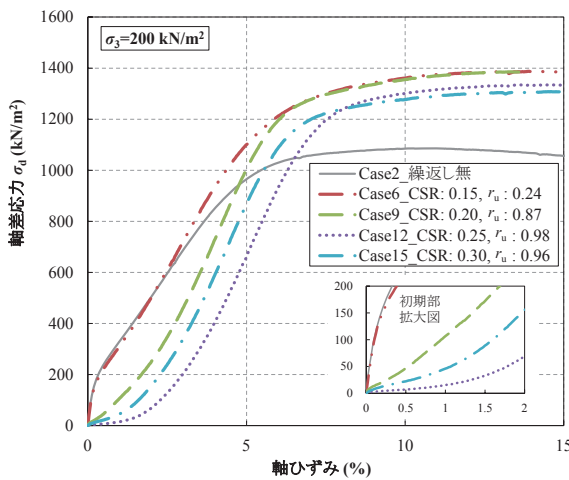


図 14 軸ひずみと軸差応力の関係 ($\sigma_3=200\text{kN/m}^2$)

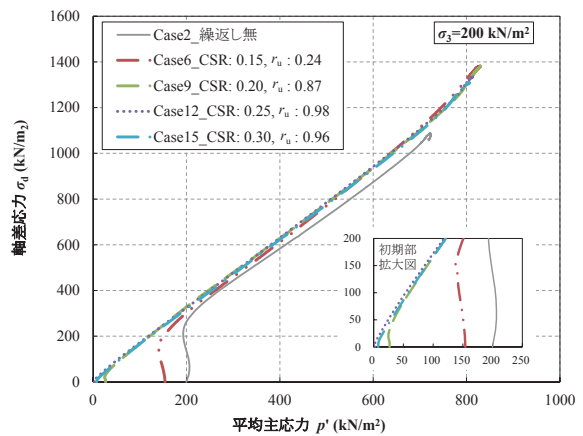


図 17 有効応力経路 ($\sigma_3=200\text{kN/m}^2$)

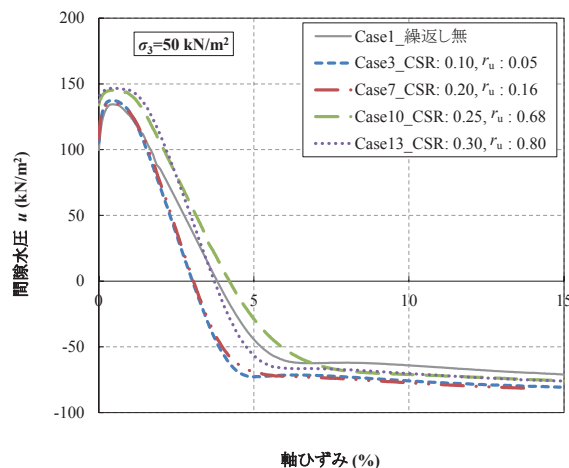


図 15 軸ひずみと間隙水圧の関係 ($\sigma_3=50\text{kN/m}^2$)

荷重時の経路，赤い点線が CUB 試験時の経路である。繰返し非排水三軸試験（繰返し荷重）によって正弦波を 20 波荷重することで過剰間隙水圧を上昇させ，その水圧を保った状態で CUB 試験を実施している。繰返し荷重における背圧は 100kN/m^2 とし，設定圧密応力に応じたセル圧に調整した。なお，繰返し荷重を実施していない 2 ケースは，

CUB 試験時の背圧を 100kN/m^2 とし，圧密応力 $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ と 200kN/m^2 の 2 ケース実施した。

3.2 結果と考察

3.2.1 軸差応力と有効応力経路

図 13，図 14 に軸ひずみと軸差応力の関係を示す。図中の小さいグラフは，荷重初期部分を拡大したものである。繰返し荷重によって残留した過剰間隙水圧比が大きいほど初期の勾配が小さくなっており，初期の剛性が低下していることがわかる。しかしながら，同じ初期有効拘束圧においては軸差応力の最大値に大きな差は見られず，非排水せん断強度には差が見られないことがわかる。

図 15 に軸ひずみと間隙水圧の関係を示す。荷重前の間隙水圧は，残留過剰間隙水圧の大きさによって異なっているものの，軸ひずみの増加に伴って間隙水圧は低下し，軸差応力最大時の間隙水圧はどのケースも概ね等しく， $-70\sim-80\text{kN/m}^2$ となっている。非排水状態では，ひずみの増加に伴って発生する負の間隙水圧によって有効応力が増加し，この有効応力の増加に伴い，軸差応力が増加していると考えられる。したがって，発生した負の間隙水圧の大きさがどのケースでも等しくなったため，有効応力が等しくなり，軸差応力には大きな差が生じなかったものと考えられる。

なお、本研究では、深度 10m 程度の飽和した地盤を想定して背圧を 100kN/m² に設定している。10m 以深の地盤を想定して背圧を上げるなど、実験条件を変更した際にどの程度の負の間隙水圧が発生するかは不明であり、今後もメカニズムについての検討が必要である。

図 16, 図 17 に拘束圧 50kN/m² と 200kN/m² の有効応力経路を示す。図中の小さいグラフは载荷初期部分を拡大したものであり、横軸の平均主応力 p' は式(3)で算定している。

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3} \quad (3)$$

残留する過剰間隙水圧の違いにより、初期の平均主応力は異なるものの、軸差応力の増加に伴い同じ経路に収束しており、残留過剰間隙水圧による差は見られなかった。また、繰返し载荷を実施していないケースも概ね同様の応力経路に収束しており、繰返し载荷による影響はほとんど見られなかった。

3.2.2 初期剛性とせん断強度

図 18 に残留過剰間隙水圧比と初期剛性との関係を示す。航空機荷重による鉛直方向地中応力は、深さ 1m において 150~200kN/m² 程度である¹⁸⁾ことから、初期剛性は、軸差応力 200kN/m² までの割線剛性とした。初期剛性は、残留過剰間隙水圧が高いほど小さくなっており、水圧の影響を受けることが確認でき、拘束圧が大きいくほどその影響は大きくなっている。ただし、残留過剰間隙水圧比が 0.95 以上となるケースにおいても 6~10MN/m² の剛性を有しており、CUB 試験のみのケース（残留過剰間隙水圧比 0）と比較して 1/10 程度の剛性を有していた。緩詰め未改良砂を液状化させ、非排水状態で単調载荷した場合、せん断剛性は液状化前の 1/1,000 程度に低下し、剛性が回復するまでひずみが大きく発達する微小抵抗領域が明確に表れる¹⁹⁾。本試験では、初期の剛性は低下しているものの、明確な微小抵抗領域は表れておらず、初期から剛性が回復していた。

図 19 にモールクーロンの破壊基準により算定した全応力表示の破壊包絡線の例を示す。実地盤において、地盤内の過剰間隙水圧を把握することは困難であるとともに、未改良砂質土における実設計でも全応力で示している⁸⁾ことから、本検討では全応力で表示した。本試験は、1つの応力比に対して少なくとも 2 点以上の拘束圧 σ_3 で実施しているため、繰返しせん断応力比 (CSR) ごとのモールの応力円による破壊包絡線を算定することができる。図 20 に全ての CSR ごとに算定した破壊包絡線を示す。この破壊包絡線は、CSR ごとに算定しているため、 r_{umax} が異なっているデータから算定していることに留意する必要がある。全てのケースが概ね重なりあっていることから、残留過剰間隙水圧による非排水せん断強度の低下は見られないことがわかる。

未改良地盤では、地震によって地盤内に過剰間隙水圧が残留した場合、残留した過剰間隙水圧の影響によってせん断強度が低下するため、設計検討においても土質物性値を低下させる必要がある⁸⁾。しかしながら、本実験条件（背

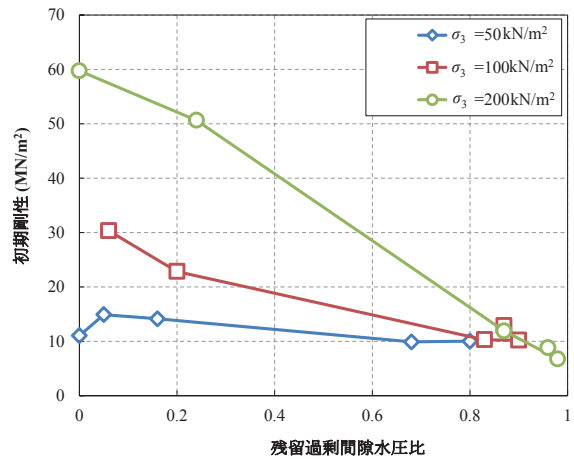


図 18 残留過剰間隙水圧比と初期剛性の関係

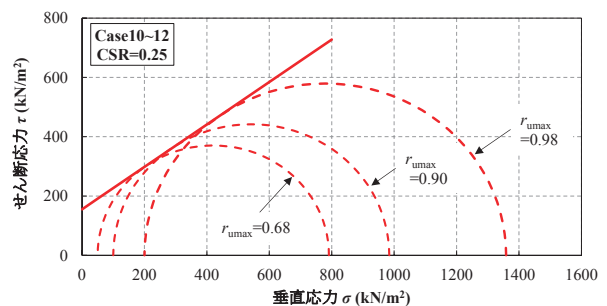


図 19 モールの応力と破壊包絡線の例 (CSR=0.25)

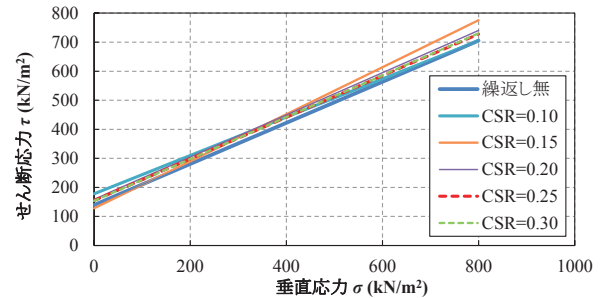


図 20 CSR ごとの破壊包絡線

圧 100kN/m²、せん断応力比 0.3 以下、発生軸ひずみ 4%以下)では、繰返し载荷によって過剰間隙水圧が残留した状態においても薬液改良体の非排水せん断強度は低下しないことが確認されたため、同条件下における設計検討では土質物性値を低下させる必要はないものと考えられる。したがって、本実験と同様の条件下で薬液改良された地盤は、全応力法で評価する場合、地震発生前と同様の土質物性値を用いることが可能であるため、地震発生前と同様に航空機荷重に耐えられる地盤として評価することができる。ただし、地震によって発生した過剰間隙水圧が残留した状態では、初期剛性が低下するため、低下した剛性を考慮した発生ひずみ量の検討を行い、発生する変形量が許容変形量以内であることを照査する必要がある。

4. 結論

本研究では、薬液改良土に対する合理的な液状化の判定方法を設定するため、高いせん断応力比を与えた繰返し中空ねじりせん断試験を実施し、強震時における薬液改良土の強度変形特性を把握した。加えて、過剰間隙水圧が上昇した状態における非排水せん断試験を実施して強度変形特性を求めることで、以下の知見が得られた。

- 1) 薬液改良土は、一軸圧縮強さが大きくなるほど最大過剰間隙水圧は小さくなり、一軸圧縮強さが 100kN/m² 程度を超えると、過剰間隙水圧比は 0.95 未満となり、有効応力はゼロにならなかった。
- 2) 未改良砂のせん断剛性は、繰返し载荷により、せん断剛性比 0.4 付近から急激に減少しゼロになる。一方、薬液改良土のせん断剛性は、せん断初期に低下するものの、その後の急激な減少はみられず、初期と比べて 10%程度のせん断剛性が残存する。さらに一軸圧縮強さ 22kN/m² 程度の低強度改良体でもせん断剛性比がゼロにはならなかった。
- 3) 粘り強さの評価指標である正規化損失エネルギーは、未改良土に比べて薬液改良土が約 100 倍大きくなっており、薬液改良によって強震動に対しても粘り強い地盤に改良されることがわかった。
- 4) 薬液改良土は、過剰間隙水圧比 0.95 未満で液状化と判断されない場合においても、繰返し载荷によって過剰間隙水圧比は 0.9 程度まで上昇する。ただし、過剰間隙水圧が上昇した状態であっても、本検討条件と同等の载荷条件においては、繰返し载荷前と概ね同等の非排水せん断強度を有している。
- 5) 繰返し载荷によって発生する過剰間隙水圧比が大きいほど剛性が低下し、拘束圧が大きいほどその低下割合は大きくなるものの、繰返し载荷前の 10%程度は剛性が残存する。
- 6) 強震後の支持力検討を全応力法で実施する場合、過剰間隙水圧が残留する状態においても本検討条件と同等の载荷条件では、薬液改良土の強度定数を低下させる必要はない。ただし、対象構造物によっては、剛性低下に伴い発生するひずみ量を考慮した変形量の検討が必要である。

参 考 文 献

- 1) 地盤工学会：地盤工学用語辞典，p.215，2006.
- 2) 安田進：液状化の調査から対策工まで，pp.52-54，1988.
- 3) 土質工学会：地盤の液状化，p.11，1984.
- 4) 水野健太：薬液注入固化砂の繰返しせん断特性の一考察，第50回地盤工学研究発表会，pp.607-608，2015.
- 5) 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第41巻，第2号，pp.119-151，2002.
- 6) 山崎浩之，前田健一，高橋邦夫，善功企，林健太郎：溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発，港湾技研資料，No.905，pp.3-29，1998.
- 7) 大島貴光，風間基樹，仙頭紀明，河村健輔，林健太郎：溶液型薬液改良砂の液状化抵抗および繰返しせん断後の変形特性の評価，土木学会論文集 C，Vol.64，No.4，pp.732-745，2008.
- 8) 善功企，諸星一信，小濱英治，小島晃，所雅弘，三井道雅，井上慎二，藤井照久，山田和弘，木村康隆：過剰間隙水圧比が残留する砂地盤の強度に関する研究，土木学会第63回年次学術講演会，pp.277-278，2008.
- 9) 沿岸技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル（改訂版），pp.95-97，2019.
- 10) 仙頭紀明，有本拓麻，林健太郎：強震時における溶液型薬液改良砂の非排水繰返しせん断特性，第50回地盤工学研究発表会，pp.601-602，2015.
- 11) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.105，2020.
- 12) 澤田俊一，三上武子，吉田望，竹島康人，藤井紀之：過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響，レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集，pp.397-400，2003.
- 13) 三上武子，澤田俊一，吉田敬，岩本健，池田大祐：試験方法の違いが液状化特性に与える影響，全地連「技術 e-フォーラム 2003」さいたま，【95】，2003.
- 14) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.32，2020.
- 15) 池野勝哉，吉田誠，安楽宗一郎，風間基樹，渦岡良介，仙頭紀明：溶液型薬液注入工法を用いた盛土直下の液状化対策効果とその数値解析，土木学会論文集 A1，Vol.65，No.1，pp.622-628，2009.
- 16) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年5月，p.408，2018.
- 17) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），p.94，2020.
- 18) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港土木施設構造設計要領及び設計例 国土交通省航空局監修 平成20年7月，pp.1-10，2008.
- 19) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集 No.638，III-49，pp.71-89，1999.

(2020.12.28 受付)

Dynamic characteristics of the ground improved by Permeable Grouting Method

Teppei AKIMOTO¹, Noriaki SENTO² and Kentaro HAYASHI¹

1 Institute of Technology, Penta-Ocean Construction Co., Ltd.

2 Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Nihon University

Abstract

The $R_{L20,5\%}$ is generally used as the liquefaction strength of soil in Japan where the liquefaction is decided by basing on generated strain. However, when applying this method to evaluating the liquefaction strength of the ground improved by the permeable grouting method, the method may not fully evaluate the characteristics of the improved soil including the toughness against cyclic shearing load and the suppression of residual deformation. In this study, a series of cyclic torsional shear tests on the hollow cylinder specimen of improved ground with the permeable grouting method were conducted at a high shear stress ratio assumed with a strong earthquake. By observing its resistance against cyclic shear load, it was found that in order to appropriately evaluate the characteristics of improved soil, it is necessary to decide the liquefaction strength by considering both the strain and the excess pore water pressure. In addition, even when the soil is judged as non-liquefied soil, its excess pore water pressure still increases under cyclic shear load. Therefore, by confirming the undrained strength deformation characteristics of the improved ground at a high water-pressure state after a cyclic shear load, the undrained shear strength of improved soil was confirmed the same with that before applying the cyclic load.

Key words: improved soil, liquefaction, permeable grouting, dynamic properties, liquefaction strength