

硬質な洪積砂層の液状化特性に着目した 再現実験と個別要素法による検証

金井 勇介¹・中瀬 仁²・富田 真之³・山田 理紗⁴・末広 俊夫⁵

¹正会員 東電設計株式会社 新領域研究開発推進室

(〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12 グランスクエア 9F)

E-mail: yusuke-kanai@tepsco.co.jp

²正会員 東電設計株式会社 新領域研究開発推進室 (同上)

E-mail: nakase@tepsco.co.jp

³非会員 東京電力ホールディングス株式会社 技術戦略ユニット 土木・建築統括室

(〒100-8560 東京都千代田区内幸町 1-1-3)

E-mail: tomita.masayuki@tepcoco.jp

⁴正会員 東京電力ホールディングス株式会社 技術戦略ユニット 土木・建築統括室 (同上)

E-mail: yamada.risa@tepcoco.jp

⁵フェロー会員 東京電力ホールディングス株式会社 原子力設備管理部

(〒100-8560 東京都千代田区内幸町 2-1-6 日比谷パークフロント 8F)

E-mail: suehiro.toshio@tepcoco.jp

従来、液状化判定の対象とする土層は「沖積層である土層」や「地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層」などの軟弱な地盤としている。近年、設計地震動の最大加速度の増大に伴い、一般的には液状化判定の対象にならない洪積砂層に関しても構造物の耐震性評価が求められることがある。しかし、洪積砂層のうち硬質なものを対象とした凍結サンプリング試料による液状化強度試験を実施すると、従来の軟弱な砂地盤と異なる挙動を示している。そこで、硬質な洪積砂層の液状化強度特性を把握するために、セメントを添加した模擬試料を作製し繰返し中空ねじりせん断試験を実施した。そして、その繰返し中空ねじりせん断試験に対して、個別要素法による再現解析を行った。その結果、切断された固結点が局所化するとせん断ひずみが増加することが分かった。

Key Words: *diluvial sand, liquefaction resistance, cement mixture, distinct element method*

1. はじめに

1964年の新潟地震、1995年兵庫県南部地震以降、液状化の研究は数多く行われ、その研究成果は各種基準に反映されてきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。それらの指針では、液状化の判定を行う土層の条件として、「沖積層である土層」や「地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層」のような軟弱な地盤を対象としている。例えば、道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説⁶⁾では、「洪積層においては一般的に N 値が高く続成作用により液状化抵抗が高いことから、液状化の判定対象ではない」とされている。

ここで、本研究で述べる沖積層は、完新世における堆積物および埋立土を示し、洪積層は更新世における堆積物を示す。近年、原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査⁷⁾において、液状化の構造物への影響評価が求められている。原子力発電所は極めて高い安全性を求められるため、通常液状化の判定の対象とならない洪積層に対しても安全性の確認が求められている。

本研究で対象とする洪積砂層は、中期更新世の地層かつ深度 20m 以深に分布している硬質な砂層であり、ある程度の細粒分を含んでいる。そのため、年代効果に伴う固結力などにより、液状化強度が上昇していると考えら

れる。そこで本検討では、年代効果に伴う固結力を表すためセメントを添加した模擬試料を用いて、硬質な洪積砂層に似た性質の試験体を作成することを試みた。そして、これらに対する試験に対して個別要素法による再現解析を行い、固結点の減少と変形の増加の関係について観察した。

2. 硬質な洪積砂層の物理・動的特性

本研究で対象としている洪積砂層は、凍結サンプリングにより乱れの少ない試料が採取され、液状化強度試験が実施されている。その液状化強度試験結果から得られた洪積砂層の液状化強度曲線を図-1に示す。

液状化強度比 R_{L20} (両振幅せん断ひずみ 7.5%に達するまでの繰返し載荷回数が 20 回に対応するせん断応力比) が 0.57 と一般的な砂と比べて極めて大きいことが分かる。しかしながら、大きな応力を繰返し受けるとせん断強度が低下し、両振幅せん断ひずみ 7.5%に達するせん断変形が生じてしまうので、通常液状化の判定の対象とならない洪積層においても、液状化試験による強度が測定される結果となる。

そのように、液状化強度が大きいと考えられる試料に、大きなせん断変形が生じる典型的な例を図-2、図-3に示す。なお、この液状化強度試験は、土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法 (JGS0543)⁹⁾ および土の繰返し非排水三軸試験方法 (JGS0541)⁹⁾ を参考にした中空円筒供試体による繰返し非排水ねじりせん断試験である。

さて、図-2および図-3を観察すると、以下の点が挙げられる。

- ① 過剰間隙水圧の上昇は頭打ちとなり、その状態でせん断ひずみが進展する
- ② せん断ひずみが進展する挙動は以下の 2 パターンに分けられる

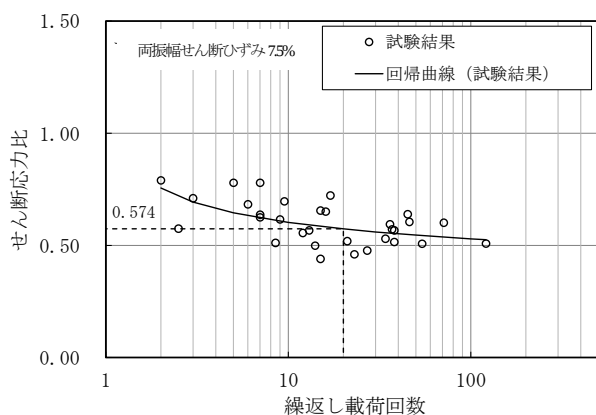
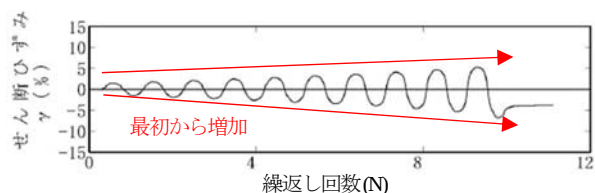


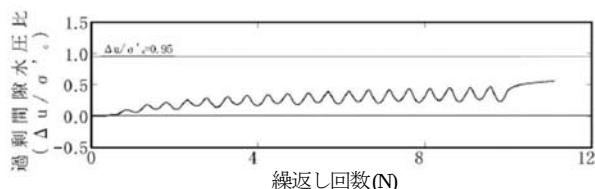
図-1 液状化強度曲線⁷⁾

- ・ 載荷開始時からせん断ひずみ量が大きく、ひずみの増加の程度も大きい。(パターン 1)
- ・ せん断ひずみは緩やかに進展していき、ある点からひずみが急増する。ひずみ進展時に明確な変曲点が認められる (パターン 2)

図-2および図-3に示すように応力比が大きい場合パターン 1、小さい場合パターン 2 になる傾向がある。その理由が何かについても視野に入れながら議論を進める。

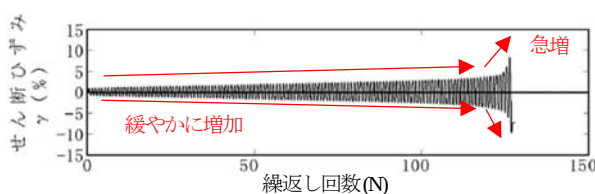


a) せん断ひずみの時刻歴

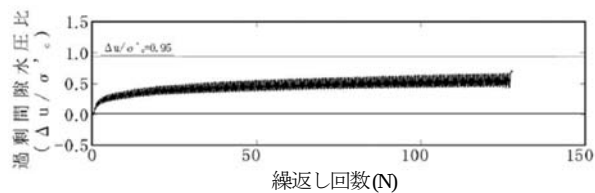


b) 過剰間隙水圧比の時刻歴

図-2 洪積砂層の液状化試験結果 ($R=0.78$)
パターン 1⁷⁾



a) せん断ひずみの時刻歴



b) 過剰間隙水圧比の時刻歴

図-3 洪積砂層の液状化試験結果 ($R=0.51$)
パターン 2⁸⁾

3. 硬質な洪積砂層を模擬した試料の材料特性と一軸圧縮強度

前述した洪積砂層の液状化強度特性には年代効果による土の固結力が影響していると考え、土の固結力を増加させる方法として砂にセメントを混合させる方法を採用し硬質な洪積砂層を模擬する試料を作成した。また、そのせん断強度を把握するため、まずは一軸圧縮試験を実施した。

(1) 使用した材料の物理特性

材料は、母材として7号硅砂、添加材としてセメントは早強ポルトランドセメントを使用した。7号硅砂の物理特性を表-1、粒径加積曲線を図-4に示す。早強ポルトランドセメントの化学成分を表-2に示す。

表-1 7号硅砂の物理特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
2.640	1.211	0.700

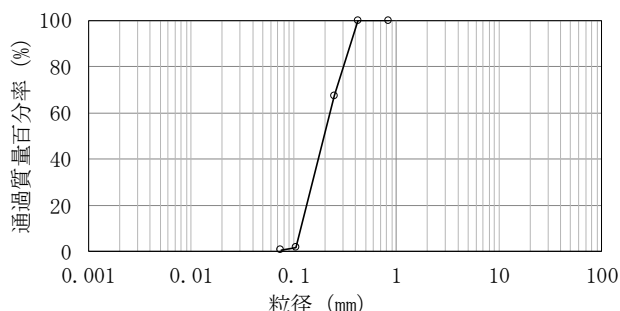


図-4 7号硅砂の粒径加積曲線

表-2 早強ポルトランドセメントの化学成分 (%)

強熱減量	酸化マグネシウム	三酸化硫黄	全アルカリ	塩化物イオン
1.2	1.4	3.0	0.53	0.012

(2) 一軸圧縮試験の供試体作成方法

表-3に一軸圧縮試験の基本条件を示す。供試体の相対密度は、後述する液状化強度試験で用いる中空供試体の作製の容易さを考慮し相対密度60%を目標とし、養生期間は8日間とした。砂とセメントの混合率は、質量百分率である。また、表内の相対密度は7号硅砂のみで計算した値であり厳密な混合材の相対密度ではない。

セメントの水和反応に必要な水は、セメントの種類によって多少異なるが、 $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ で水セメント比(=水の質量/セメントの質量)0.4程度である¹⁰⁾。そのため、本試験において、例えば相対密度60%でセメント混合率を3%とする場合、水和反応に必要な水は3.27(g)で賄える。また、本検討では供試体作成方法として湿潤突固め法を採用しているため、作成時の混合材の含水比によって作成の容易さが変わってくる。7号硅砂の最適含水比は18%程度であるため、含水比10%・15%で供試体を試作し、比較的作成しやすい10%を供試体作成時の含水比と決定した。

プラスチックモールド(直径50mm、高さ100mm)に湿潤突固め法により5層に分け供試体を作成した。混合材(硅砂・セメント・水)は、均質になるようにボウル内で入念に練り混ぜた。突固めには、突固め棒(金属製、

直径18mm、長さ300mm)を使用した。各層で層境界を金属ベラを使って5~10mm程度乱し、なるべく層境界ができないように作成した。

供試体の水分蒸発を可能な限り防ぐため、モールド上端に蓋をして実験室内で8日放置(養生)した。養生後、モールドから供試体を取り出し上下端面を整形し寸法を測定した。

载荷は、ひずみ制御(0.1%/min)により単調载荷を行った。载荷を始める際には、供試体と载荷ロッドの間に少しだけ隙間をあげ、载荷前の段階で余計な軸応力がかからないようにした。

表-3 一軸供試体の基本条件

相対密度 D_r (%)	養生 (日)	セメント混合率 (%)
60	8	1, 2, 3

(3) 一軸圧縮試験結果

表-4に、一軸圧縮強さの平均値を示す。一軸圧縮試験は、セメント混合率1%を3本、2%を4本、3%を3本実施した。セメント1%の一軸圧縮強さを基準とすると、セメント2%は4.3倍、セメント3%は9.7倍強度が大きくなった。

図-5に既往のセメント混合材の液状化強度比 RL と一軸圧縮強度 q_u の関係を示す。硬質な洪積砂層の液状化強度比の RL が0.6程度であり、対応する q_u が本検討で実施したセメント混合率2%の q_u と近い値であった。

表-4 一軸圧縮試験結果

セメント混合率(%)	一軸圧縮強さ q_u の平均(kN/m ²)
1	34.0
2	144.7
3	329.2

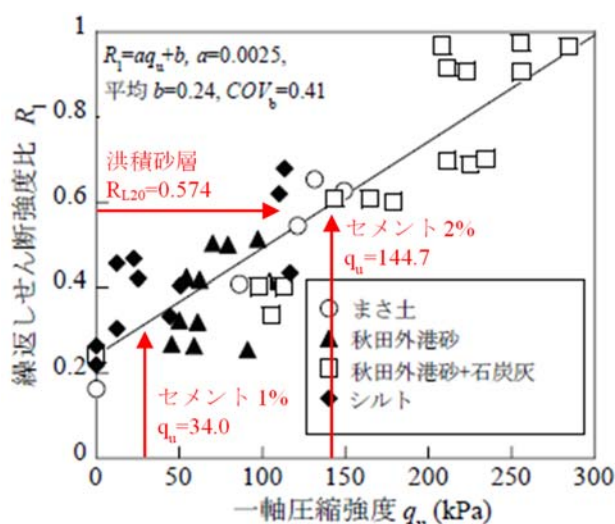


図-5 事前混合処理材の一軸圧縮強度と液状化強度¹⁰⁾に加筆

次章で行う繰り返し中空ねじり非排水せん断試験ではセメント混合率 2%と、これよりも固結の程度が大きいと考えられるセメント混合率 3%の供試体を作成した。

4. 硬質な洪積砂層を模擬した試料の液状化強度特性

ここでは、硬質な洪積砂層を模擬した試料の繰り返し中空ねじり非排水せん断試験(以降中空ねじり試験と称する)を行い、液状化強度特性を把握する。

(1) 中空供試体の作成方法

a) 供試体作成・載荷用器具

中空供試体を作成するためのモールドを図-6に示す。供試体が固結した後、解体作業を容易にするため外モールドは三つ割、内モールドは四つ割とした。図-7にペDESTAL、上面キャップを示す。外モールドは、組み立て後バンドで上下締め上げ、下部のバンドは底版とねじで固定する。ペDESTALと上面キャップにはポーラスメタルが固定されており、ポーラスメタルには6箇所リブ(高さ 6mm)が埋め込まれている。これらは、セメント混合砂の中空試験体を作成するために特別に作成したものである。



図-6 左) 内モールド, 右) 外モールド

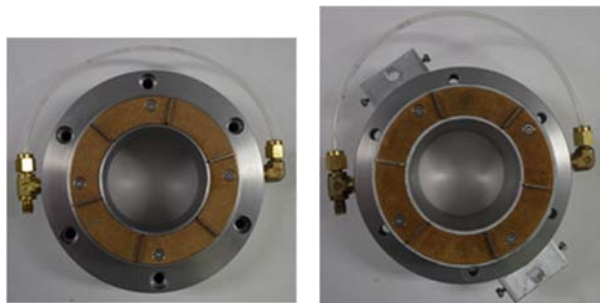


図-7 左) ペDESTAL, 右) 上面キャップ

b) 供試体作成手順

表-5 に中空供試体の基本条件を示す。供試体の密度は、前述の一軸圧縮試験と同一の相対密度 60%を目標と

した。セメント混合率を 2%, セメント混合率 3%およびセメントを混合しない(7 号硅砂のみ)供試体について液状化試験を実施した。

一軸圧縮試験と同様に、砂、セメント、水(含水比 10%)を念入りに混ぜ合わせ、湿潤突固め法により 7 層に分け、供試体を作成した。硅砂のみの供試体は空中落下法により作成した。

モールド内に混合材を突固めた後は、乾燥しないようモールド上端をラップで蓋をして実験室内で 3 日間放置し、その後モールドから脱型し供試体全体をラップで包装し放置した。

実験室内で養生後、包装してあるラップを除去し、切込み用の器具とカッターを用いてペDESTAL・上面キャップに装着しているリブ(高さ 6mm)用の切込みを入れ載荷装置に設置し、メンブレンを被せた。その後二重負圧法により一日かけて供試体内の空気を抜き出し、脱気水で飽和させた。B 値確認後、等方応力で一時間圧密したのち、軸変位を固定した条件で、ひずみ制御(0.7%/min)で所定の応力に達したら反転する載荷を行った。

表-5 中空供試体の基本条件

相対密度 D _r (%)	内径 (mm)	外径 (mm)	高さ (mm)	養生 (日)	セメント 混合率(%)
60	60	100	200	8	2,3

(2) 液状化強度試験結果

表-6、表-7 に液状化試験の拘束条件、B 値と試験結果を示す。

a) 硅砂のみの液状化試験結果

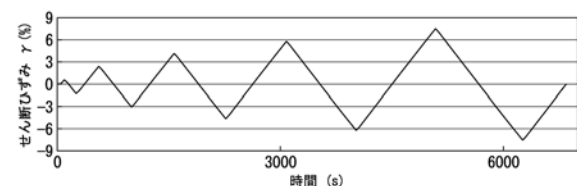
せん断応力比(以降 R と略す) R=0.2 および R=0.3 の試験を行った。一例として図-8 に硅砂の液状化試験結果を示した。過剰間隙水圧の上昇に伴いせん断ひずみが大きく進展する傾向は、典型的な緩い砂の液状化性状と言える。図内には、(a)せん断ひずみ時刻歴、(b)過剰間隙水圧時刻歴、(c)軸差応力時刻歴、(d)有効応力経路、(e)応力ひずみ関係、(f)載荷後の供試体状況を示している。

表-6 セメント混合率 2%の液状化試験結果

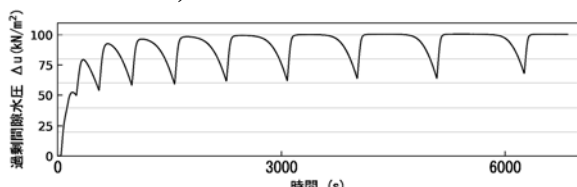
拘束条件				
有効拘束圧 σ'_c (kN/m ²)	100	背圧 u (kN/m ²)	200	
液状化試験結果				
B 値	0.87	0.89	0.97	0.96
せん断応力比 R	0.90	0.70	0.50	0.30
繰返し回数	$\gamma_{DA}=1.5\%$	1.0	3.0	10
	$\gamma_{DA}=3.0\%$	3.0	7.5	19
	$\gamma_{DA}=7.5\%$	8.0	18	42
	$\gamma_{DA}=15\%$	14	-	-
	$\Delta u / \sigma'_c = 0.95$	11	17	27

表-7 セメント混合率 3%の液状化試験結果

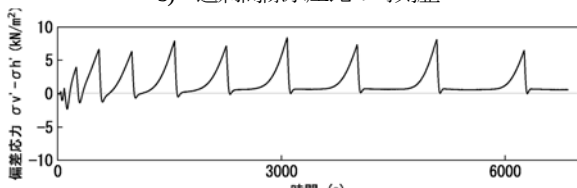
拘束条件				
有効拘束圧 σ'_c (kN/m ²)	100	背圧 u (kN/m ²)	200	
液状化試験結果				
B 値	0.98	0.97	0.97	
せん断応力比 R	0.9	0.7	0.5	
繰返し回数	$\gamma_{DA}=1.5\%$	1.5	4.0	29
	$\gamma_{DA}=3.0\%$	7.0	11	37
	$\gamma_{DA}=7.5\%$	8.5	13	42
	$\gamma_{DA}=15\%$	9.0	15	62
	$\Delta u / \sigma'_c = 0.95$	-	-	-



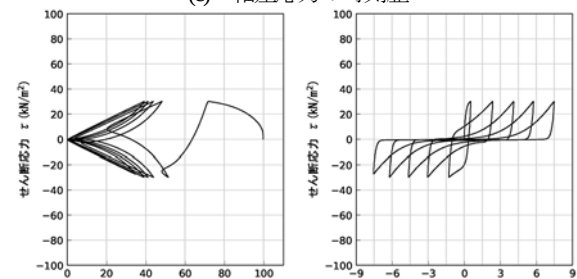
a) せん断ひずみの時刻歴



b) 過剰間隙水圧比の時刻歴



c) 軸差応力の時刻歴



d) 有効応力経路

e) 応力～ひずみ



f) 载荷終了後の供試体状況 ($\gamma_{DA}=15\%$)

図-8 7号硅砂の液状化試験結果(R=0.3)

b) セメント混合率 2%の液状化試験結果

ここでは、セメント 2%について図-9、図-10に $R=0.5$ 、 $R=0.9$ の液状化試験結果をそれぞれ示す。

セメント 2%の試験では最終的にすべてのケースで過剰間隙水圧比は 0.95 を超える結果となった。ただし、後述するように液状化強度は、硅砂のみのそれに比べて著しく強くなっている。

次に変形挙動に着目する。 $R=0.5$ 試験の载荷後の写真では、メンブレンのしわやメンブレンに張り付けたドットの位置関係（平行四辺形になっている場所）から、すべり面が底面リブの位置（ペDESTALから 6mm）およびその一つ上の突き固め層の境界にすべり面が形成されている様子が確認できる。これらのすべり面のうち、最初に発生するのはペDESTALのリブ付近のものである。一連の写真を目視して、すべり面が確認できたポイントを各時刻歴に赤点でプロットした。

図-9(a)を詳細に注意深く観察すると、すべり面が確認された後、せん断ひずみの増加の程度が大きくなっている。この点については、次の第(3)項でもう少し厳密に分析する。このせん断ひずみの増加の様子は、図-3程急激な変化ではないが、第 2 章で述べた図-3のパターン 2 に類似していると言える。

Kiyota et al.¹²⁾によると、軸差応力が急に小さくなるタイミングと、せん断ひずみが局所化しせん断帯の形成されるタイミングとは関係があるとされている。ここでは、軸差応力が急に小さくなるタイミングは、軸差応力のピークを超えるタイミングと同じことを意味していると考え以下の議論を行う。

図-9(c)では、軸差応力がピークを迎え減少していくタイミングと、目視によるすべり面が確認されたタイミングは概ね一致している。

一方、図-10 に示す $R=0.9$ の試験では $\gamma_{DA}=7.5\%$ の写真をみると、ペDESTAL付近および下から 2 番目の突き固め層の上面から 3 番目の上面にかけて、すべり面が形成されている様子がわかる。 $\gamma_{DA}=15\%$ の写真では、さらに上部の突き固め層においてもすべり面が形成されている様子が観察された。

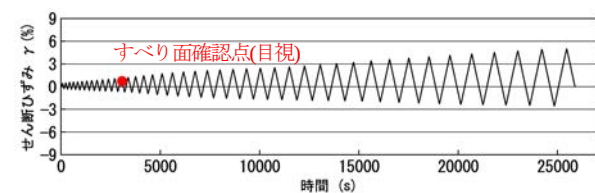
このケースでも一連の写真を目視して、ペDESTAL付近にすべり面が確認できたポイントを各時刻歴に赤点でプロットした。軸差応力がピークを超えるタイミングと、すべり面が形成されるタイミングは一致していると言える。繰返し载荷 3 回目ですべり面が形成されているがせん断ひずみの増加の程度の明確な変換点が読み取れず、このケースは、図-2 のパターン 1 と類似していると言える。

$R=0.9$ がパターン 1、 $R=0.3$ がパターン 2 であったので、せん断力のレベルによってせん断変形特性に差が生じた。

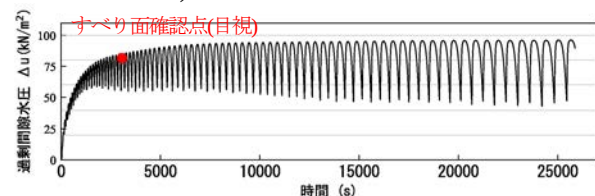
c) セメント混合率2%の液状化試験結果

図-12, 図-11 にセメント 3%の液状化試験結果を示す。R=0.5 の試験では、過剰間隙水圧比は 0.9 まで達し R=0.9 では過剰間隙水圧比は0.8まで達した。セメント3%では R が大きいほど、過剰間隙水圧の発生が抑制される傾向にあった。

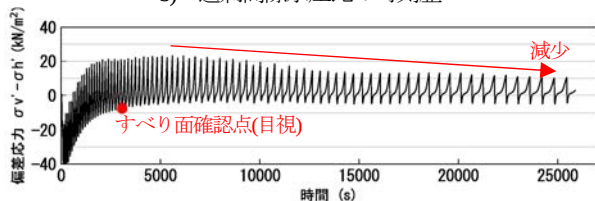
軸差応力の時刻歴(c)を見ると、ピークを超えるタイミングが、R=0.5, 0.9 とともに過剰間隙水圧・せん断ひずみの挙動が変化するタイミングに概ね対応していることがわかる。よってこの時点ですべり面が形成され、せん断ひずみが急増したと考えられる。すべり面はセメント



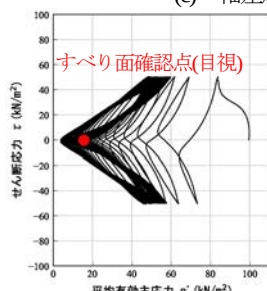
a) せん断ひずみの時刻歴



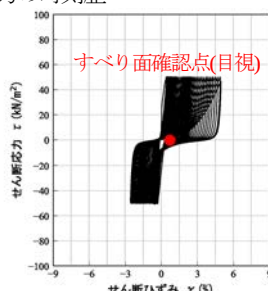
b) 過剰間隙水圧比の時刻歴



(c) 軸差応力の時刻歴



d) 有効応力経路



e) 応力～ひずみ



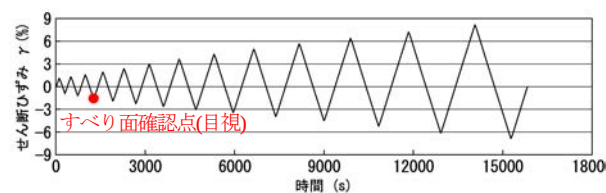
f) 供試体状況 ($\gamma_{DA}=7.5\%$)

図-9 セメント混合率の2%液状化試験結果(R=0.5)

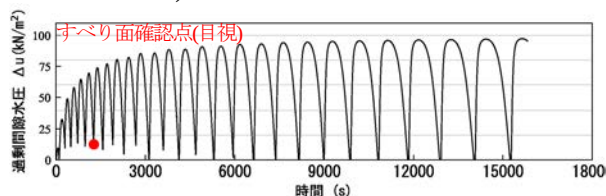
2%と異なり、層境界で形成されておらず、ペDESTAL 近傍のリブの位置のみで発生していた。

(3) 液状化試験結果の分析

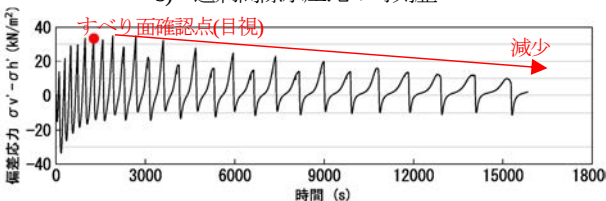
図-13 にセメント混合率 2%, セメント混合率 3%および珪砂の液状化強度曲線を示す。いずれも、珪砂に比べて非常に強い液状化強度を示す。通常は一軸圧縮強度が大きい(固結力が強い)ほど液状化強度が大きくなるが、本検討ではセメント 2%と、セメント 3%とで $\gamma_{DA}=7.5\%$ の繰り返し回数にあまり差が出ず、固結の程度が強いほど液状化強度が大きくなるとは必ずしも言えな



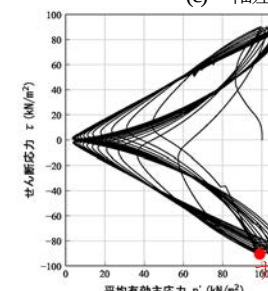
a) せん断ひずみの時刻歴



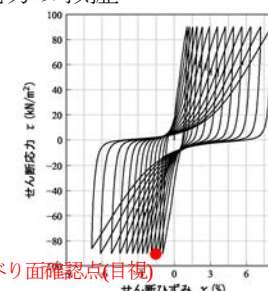
b) 過剰間隙水圧比の時刻歴



(c) 軸差応力の時刻歴



d) 有効応力経路



e) 応力～ひずみ

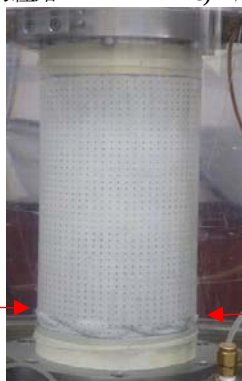
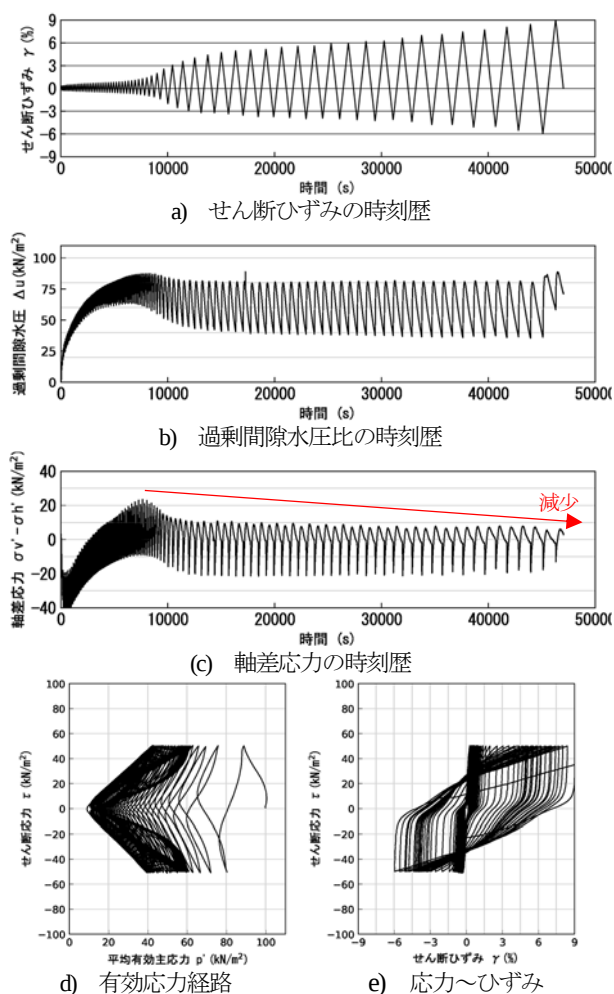


f) 供試体状況 ($\gamma_{DA}=7.5\%, 15\%$)

図-10 セメント混合率2%の液状化試験結果(R=0.9)

い結果となった。本検討で実施した液状化試験はセメント混合率 2%および 3%で 1 セットずつであり、さらに数多くの試験を実施する必要がある。

セメント混合試料の両振幅と、繰返し回数の関係（ここでは“両振幅ひずみ曲線”と呼ぶ）を図-14 に、珪砂のひずみ両振幅曲線を図-15 に示す。セメント混合率 2%については肉眼ですべり面が確認できた時点（赤点）でプロットしている。セメント混合率 3%については、軸差応力が最大となった点を青点でプロットしている。すなわちこの点ですべり面が発生したと判断すると、セメント混合率 3%は、すべり面が現れるまでは変形が小さいものの、いったんすべり面が現れると、この実験の



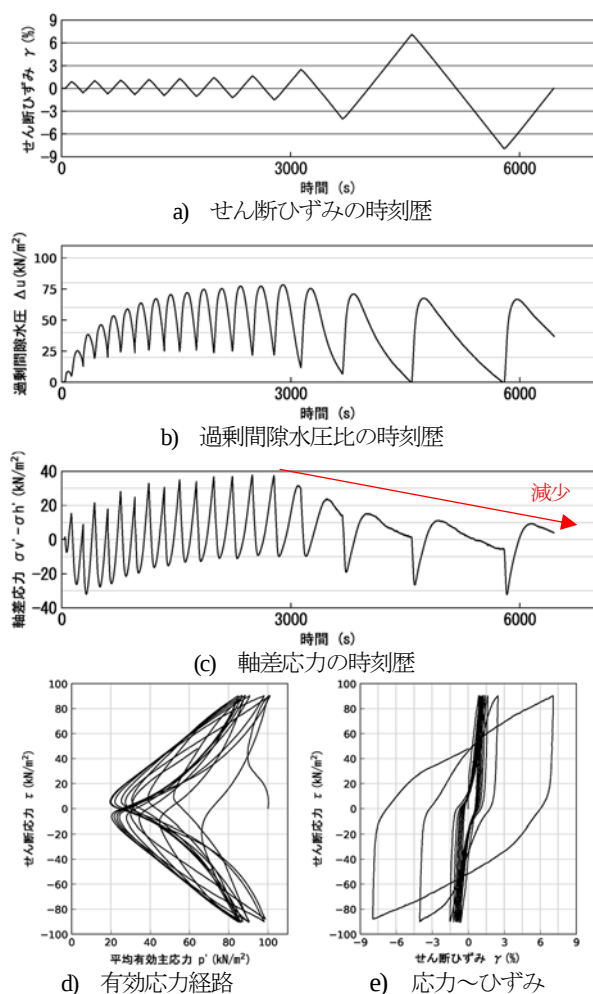
f) 供試体状況($\gamma_{DA}=7.5\%$)

図-12 セメント混合率 3%の液状化試験結果(R=0.5)

場合、セメント混合率 2%よりひずみの発生が大きくなる脆弱な性質が現れた。

すべり面が発生するとセメント混合率 3%は健全部が丈夫なのですべり面にのみ変形が集中するが、セメント混合率 2%は周辺の健全部に破壊が拡大し易いのでそこでエネルギーを消費するためひずみの伸びが小さくなるのではないかと考える。

セメント混合率 2%の応力比の違いに着目すると、応力比の小さい場合、せん断ひずみは緩やかに進展していき、ある点からひずみが急増するパターン 2 の特徴を示すが、応力比の大きい場合は、载荷開始時からせん断ひずみ量が大きく、ひずみの増加の程度も大きいパター



f) 供試体状況($\gamma_{DA}=7.5\%$)

図-11 セメント混合率 3%の液状化試験結果(R=0.9)

ン 1 を示す。この傾向は、2 章で述べた、洪積砂層の液状化強度特性の特徴に類似している。この傾向は実は図-15 の 7 号硅砂にも認められる。

しかしながら、セメント混合率 3% では、応力比によらず、パターン 2 の傾向を示した。パターン 1 を示すためには、載荷初期にすべり面が形成される必要があり、固結力の強いセメント混合率 3% では、応力比 0.9 程度では、載荷初期にすべり面を形成することができなかったということが考えられる。このように、試験体の強度に対して相対的に応力比が大きい場合パターン 1 に、相対的に応力比が小さい場合パターン 2 になると考えられる。

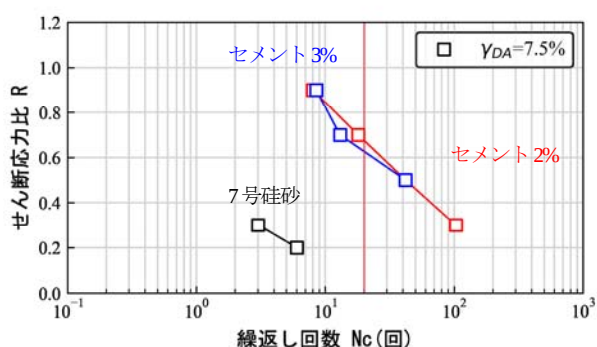


図-13 液状化強度曲線(セメント混合率 2%)

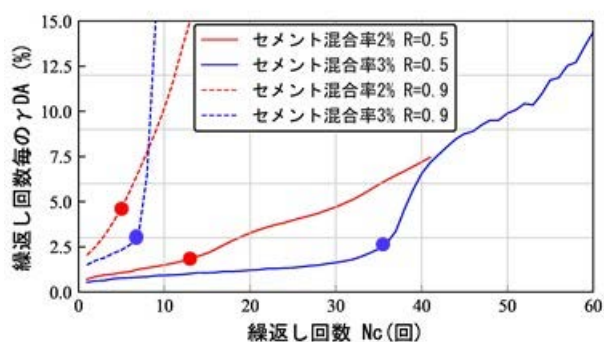


図-14 両振幅ひずみ曲線(セメント混合試料)

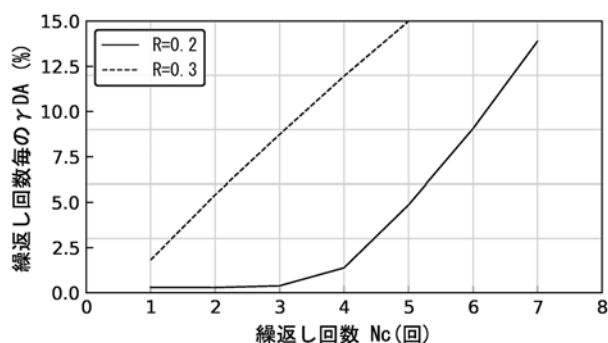


図-15 両振幅ひずみ曲線(7号硅砂)

以上述べてきたようにセメント混合試料は、硅砂に比べて過剰間隙水圧が上昇しにくい非常に強固な液状化強度を示し、応力比に応じてひずみの増大の傾向が異なる性質を持つ。これは、2 章で述べた硬質な洪積砂質の性質と共通しており、セメント混合試料を用いて洪積砂層の液状化強度特性を定性的に再現できたと考える。

5. 個別要素法による再現計算

(1) 接点のモデル

図-16 に個別要素法¹⁴⁾ (これ以降 DEM と略す) の接触モデルを示す。本検討では、洪積砂層模擬試料の固結を表すため、粒子間の法線方向のバネについて、図-17 に示すように引張りに抵抗する機能を持たせた。引張限界力を超えると粒子間の連結が失われ、接線方向も含め相互作用力が 0 になる。

圧縮方向についてカンドールタイプの線形関係では、試験体が体積圧縮しにくいので液状化挙動を表す際に不便である。そこで、ある荷重で降伏する機能を持たせた。この機能によりピーク強度後の急激な強度低下を緩慢にする効果も期待できることが経験上分かっている。

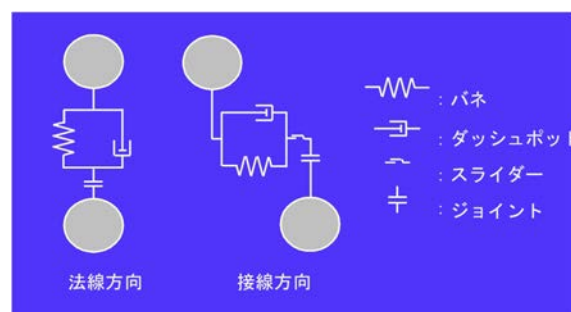


図-16 個別要素法の接触モデル

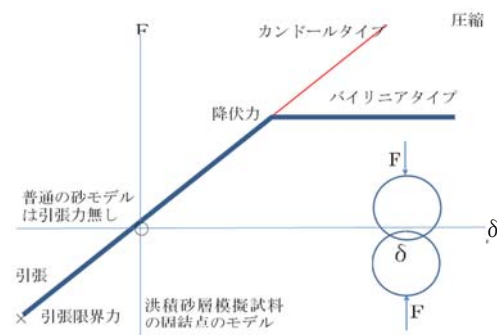


図-17 法線方向のバネの構成関係

(2) 一軸圧縮試験の再現解析

a) 一軸圧縮試験のモデル

半割に表示した一軸圧縮試験のモデルを図-18 に示す。供試体の大きさは、 ϕ 直径 10cm, 高さ 20cm, モデルに用いた個別要素の平均粒径は、1cm で、2230 個でモデル

化している。

黄色がキャップ、ピンク色がメンブレン、茶色が試験体、白色がペデスタルを表す粒子で、メンブレン粒子は試験体粒子を兼ねている。キャップ粒子を強制変位させることにより載荷する。図-19 に載荷中の試験体の様子を示す。

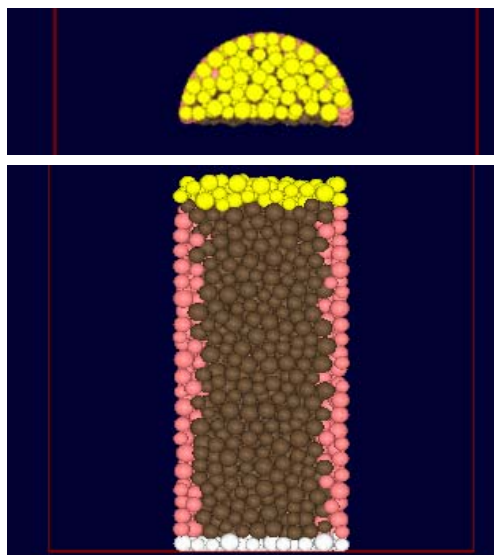


図-18 一軸試験のモデル

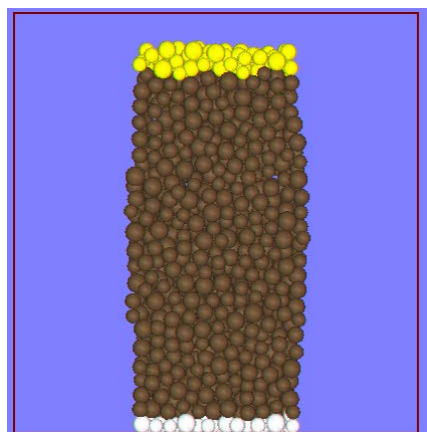


図-19 試験体の変形状態、軸ひずみ 3%時

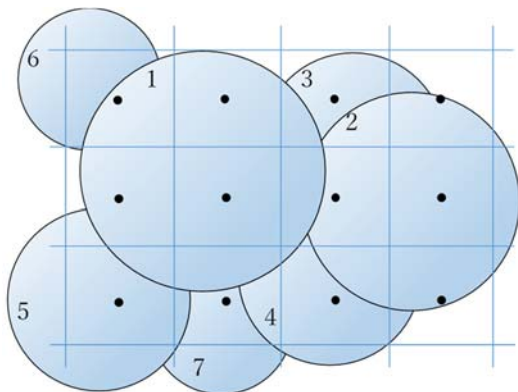


図-20 拘束圧を作用させるメンブレン粒子の選択と集中荷重のかけ方

メンブレン粒子は試験体に拘束圧を作用させる機能を持つ粒子である。一軸試験では拘束圧を作用させないのでメンブレン粒子に作用させる拘束圧は0であるが、後の中空ねじり試験の際に用いるので、ここでその説明をしておく。

図-20 にメンブレン粒子の選択と集中荷重のかけ方の説明図を示す。図はモデルを外側メンブレン正面から眺めた概念図である。領域をマイクロゾーンに分割し、その中央の点を含む最も手前の粒子に、集中荷重（拘束圧×マイクロゾーンの面積）を作用させる。例えば粒子1に対しては、マイクロゾーン4つ分の集中荷重を、粒子の中心に試験体の中心方向に作用させる。マイクロゾーンの位置によっては、粒子7のような、少し深度の大きい粒子に集中荷重を作用させる場合も生じる。解析にあたっては、せん断により粒子の位置が徐々に変化するので、適切なタイミングでメンブレン粒子の更新を行っている。

b) パラメータフィッティング

セメント混合率 2%の模擬試料に対する一軸圧縮試験の応力ひずみ関係をターゲットとして、個別要素法のパラメータ(引張限界力、バネ係数、降伏力)を設定した。試行錯誤の過程を図-21~図-23に示す。軸応力はキャップ粒子が受ける試験体からの作用をモニターし表示している。

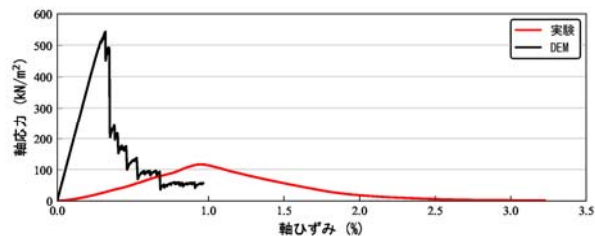


図-21 引張限界力 10N, バネ係数 10×10^6 , 降伏力 0N

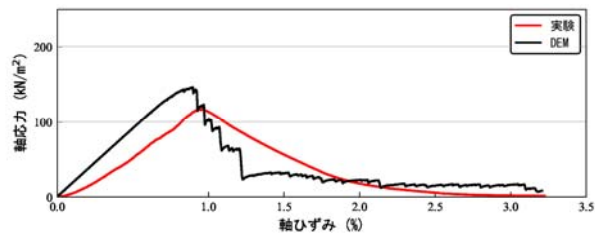


図-22 引張限界力 3N, バネ係数 10×10^5 , 降伏力 0N

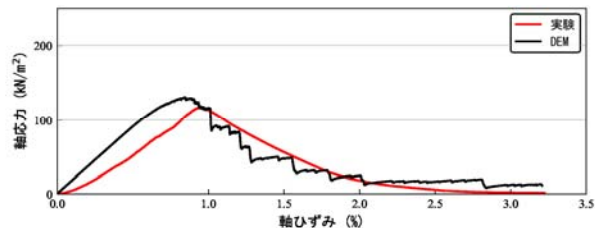


図-23 引張限界力 3N, バネ係数 10×10^5 , 降伏力 6N

最初の試行では、DEM（黒のグラフ）は図-21 に示すようにせん断強度，剛性が大きかった．そこで引張限界力，バネ係数を小さくした．次の試行では，DEM は図-22 に示すように残留強度に至るまでのひずみ軟化の程度が急すぎる．圧縮方向の際緩慢な変形になることを期待し降伏力 6N を設定した．ただし，引っ張りで切断された接触点が再接触し圧縮を受けるときの降伏力は 10N とした．最終的なシミュレーション結果を図-23 に示す．

(3) 繰返し中空ねじり試験のシミュレーション

a) 解析モデル

中空ねじり試験の解析モデルを図-24 に示す．立面図は，半割にした状態を図示している．試験体高さが 40cm，外側の直径が 10cm 内側の直径が 6cm である．黄色がキャップ，白色がペDESTAL，茶色とピンク(外側)および赤（内側）が試験体の変形する部分である．ピンクおよび赤はメンブレンにより拘束圧を受ける粒子である．ねじりは，黄色のキャップ粒子に対して，鉛直方向には拘束圧をかけつつ，円周方向にはせん断力を応力制御の正弦波形で作用させる．

一軸試験のシミュレーションで設定されたパラメータをその他のパラメータと合わせて表-8 に示す．その他のパラメータは，一般的に用いられる値とした．

転がり摩擦¹⁹⁾は，粒子形状の凹凸によるかみ合わせ効果を表すものである．ここでは，互いに接触する粒子間だけでなく，隣り合う粒子の半径の和が，互いの距離の 1.5 倍の範囲にある粒子間を連結している．さもなくば，試験体が一つの塊となって自立することができないためである．連結が切れた後は，接触時のみ相互作用力を考慮した．解析に用いたパラメータを表-8 に示す．

載荷速度は，計算時間節約のため 0.25Hz(周期 4 秒)とした．しかしこれは，実験よりかなり高速であるため，キャップに直接連結されるメンブレンおよび試験体の土粒子に過剰な変形を与えてしまう．これを緩和するため，試験体の上部 6cm は，連結しているバネが切断されない設定とした．

過剰間隙水圧は，せん断により試験体に生じた体積増分に水の体積弾性係数を乗じて求めた水圧を，メンブレン粒子に対して拘束圧と逆方向に作用させることによりモデル化した．

b) 固結を考慮しないモデル

ここではまず，通常の砂の試験体を対象とした，固結を考慮しないモデルについて試験結果を示す．拘束圧は，100kPa，応力比は 0.25，0.275，0.3 とした．

応力比 0.25 に対するシミュレーション結果を図-25 に示す．キャップで計測された実際のせん断応力比は，振幅 0.25，周期 4 秒の正弦波形を描いており，所定の入力

が実現されていることが分かる．キャップの回転量から計算した試験体のマクロなせん断ひずみ波形は，ところ

表-8 解析条件

バネ係数 (N/m)	10×10^5
減衰係数 (N/m)	5.83
粒子密度 (kg/m^3)	2600
粒子間摩擦角 ($^\circ$)	30
転がり摩擦係数 ()	0.05
降伏力 (N) , 固結砂の再接触時	10
降伏力 (N) , 固結砂	6
引張限界力 (N)	3
粒子を連結する範囲	1.5
体積弾性係数 (Pa/m^3)	5×10^8
載荷速度 (Hz)	0.25

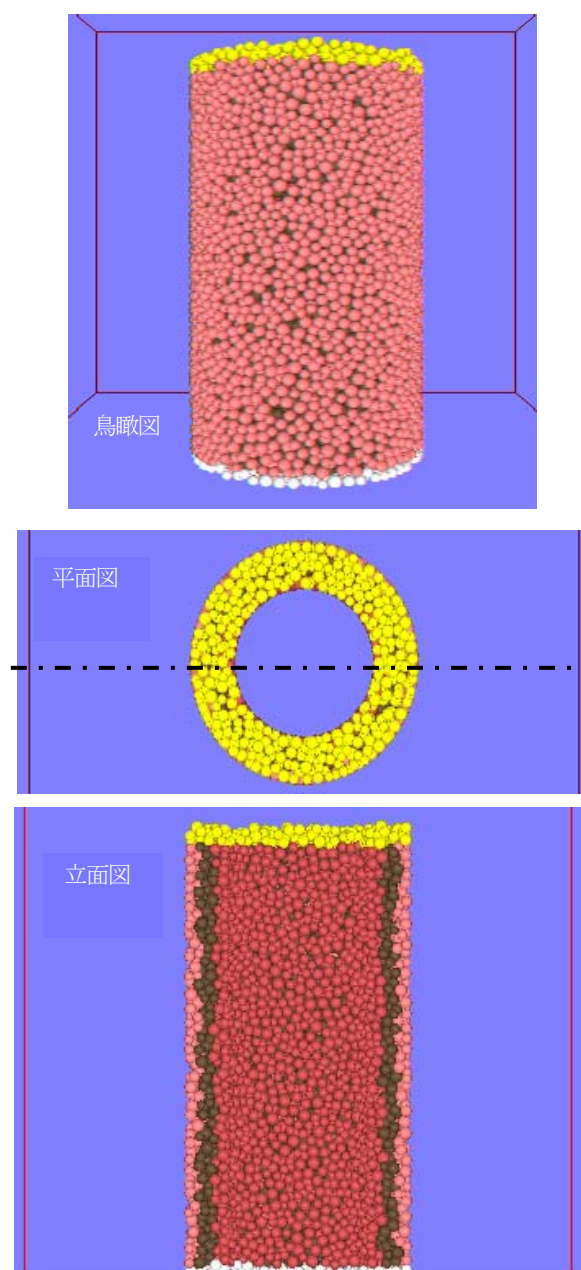


図-24 解析モデル

どころドリフトしている。基準化した有効応力の波形を見ると、そのタイミングで低下し（過剰間隙水圧が上昇）していることがわかる。これは局所的なせん断変形に伴う体積圧縮によるものであると考えている。DEM 粒子が、砂の粒子より数十倍大きいので、局所的な変形が及ぼすマクロな影響は相当大きくなってしまふことはやむを得ない。

繰り返し载荷が 30 回を超えるあたりで、変形が急激に増大し、これに前後する形で有効応力も低下し（過剰間隙水圧が上昇）0 に近いところで、せん断抵抗も著しく減少する。このため、異常に大きい回転変位を与えても、発生する応力が所定の値（4 秒の正弦波形）に達せず、応力制御が不能となって計算が終了した。以降、いずれのシミュレーションもそのような計算終了の仕方となった。この時点で液状化したと判断することにした。

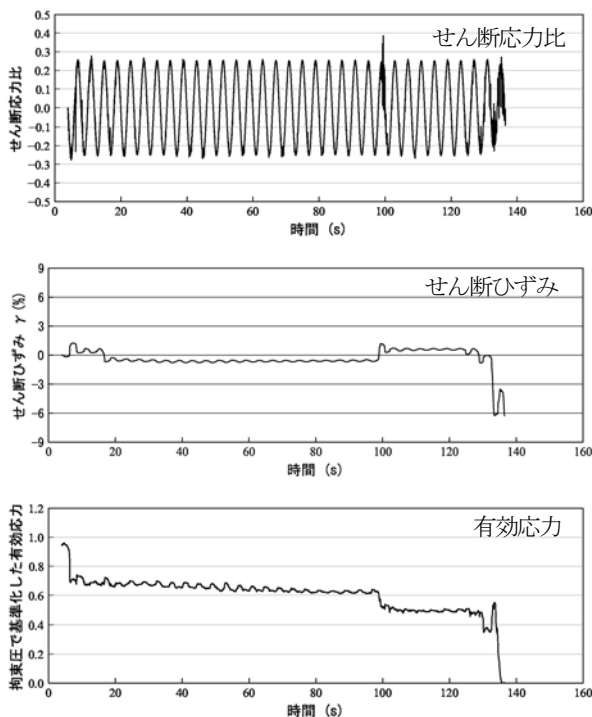


図-25 液状化試験のシミュレーション結果（応力比 0.25）

c) 固結を考慮したモデル

次に、セメント混合砂の試験体を対象とした、固結を考慮したモデルについて試験結果を示す。拘束圧は、100kPa、応力比は 0.55, 0.6, 0.7 とした。（以降、固結を考慮したモデルを「固結砂」モデルと呼ぶ）

まず、液状化強度曲線を図-26 に実験と比較する。ここで DEM は、計算が終了した時点での繰り返し回数を液状化した回数とした。固結を考慮しないモデル（黒☆のグラフ）の液状化強度が非常に小さく、固結を考慮したモデル（赤☆のグラフ）の R_{L20} がセメント 2% 混合砂とほぼ対応している点で、実験の液状化強度をよく再現していると言える。

次に応力比 0.6 に対するせん断ひずみ、拘束圧で基準化した有効応力の時刻歴波形を図-27 に示す。また、応力ひずみ関係、応力経路を図-28 に示す。

応力の繰り返し 6 回までは、せん断ひずみ振幅が極めてゆっくり増加し、有効応力もじわじわと低下する。6 波目以降せん断ひずみ振幅の増加の程度がやや大きくなり、10 波目で突然せん断ひずみが上昇し、計算が終了する。

6 波目前後でせん断ひずみ振幅の増加の程度が変化する点は、これまで述べてきたパターン 2 に相当すると言える。

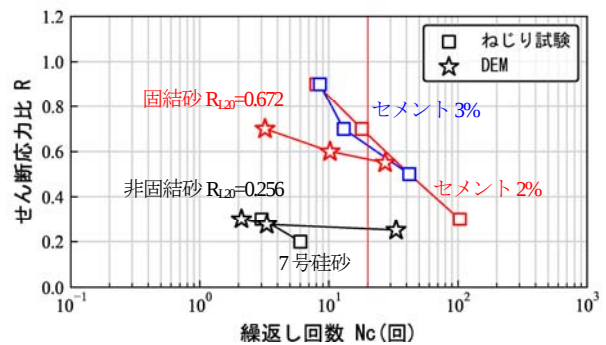


図-26 液状化強度曲線

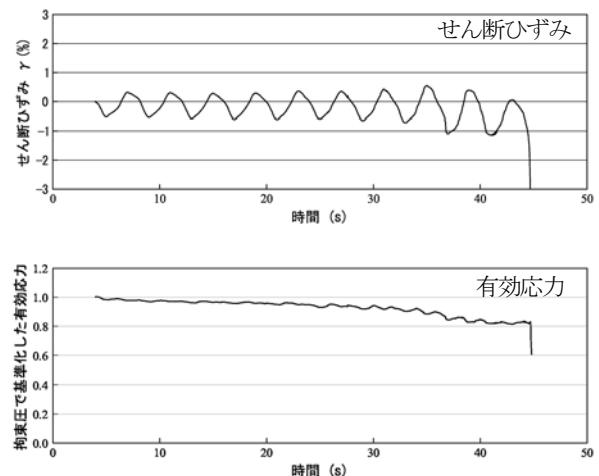


図-27 液状化試験のシミュレーション結果（応力比 0.6）

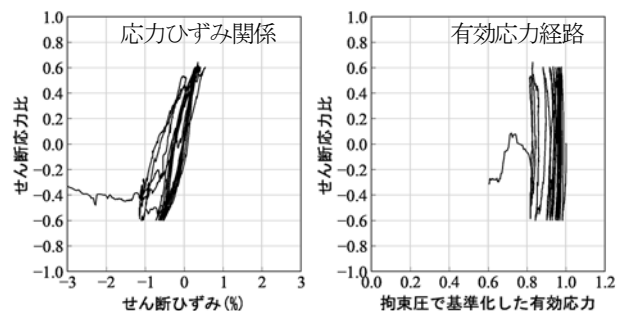


図-28 液状化試験のシミュレーション結果（応力比 0.6）

d) 固結砂のシミュレーション結果の考察

さて、ここからはこのシミュレーションの試験体の内部でどのような変化が生じているか詳細に観察してみよう。

図-29に切断されたバネの数とせん断ひずみの関係を時刻列で示す。図-30には切断されたバネの分布を示す。図-30は、試験体のある一カ所を縦割りにし平面に展開した図である。図-29の i,ii,iii,iv と、図-30の i,ii,iii,iv の時間は対応している。

図-30は紙面手前が試験体の内空面に相当する。黒色の対をなす粒子が互いに連結されていたバネが引張により切断されたことを示している。最初の載荷 i で、ペデスタル付近の外側で、数カ所バネの切断が発生したことが見てとれる。外側にバネの切断が集中するのは、試験体内空面より外側の面の方が、ひずみが大きいためである。ii に至る過程でゆっくりとバネの切断が周辺に連鎖し、iii を境にその連鎖する数が急速に増えて、内空面まで拡大し、ペデスタル付近が帯状に連続して破壊して、iv に至っては試験体が輪切り状態に立っている様子が見て取れる。この状態では、試験体にはもはやせん断に抵抗する力が残っていないことが容易に想像できる。

繰り返し載荷によるバネの切断状況について、図-31に示す模式図を用いて説明する。簡単のため、粒子間の連結をせん断バネのみで表示しているが、実際には、直バネの作用が主であると想定していただきたい。

まず、図「①」のようにせん断を加えると、発生した応力が引張限界力を上回った地点（×印）でバネが切断される。実際の粒子は、図のように規則正しく配置されていないので、発生する応力は一様ではない。剛性のコントラストが大きいキャップやペデスタルと試験体との境界でバネの切断の発生が多いと考えられるが、他の場所でもバネの切断は発生する。本 DEM 検討では、急激な載荷によるキャップ近傍のバネの切断を抑制したので、ペデスタル近傍のバネが一方的に多数切断されている様

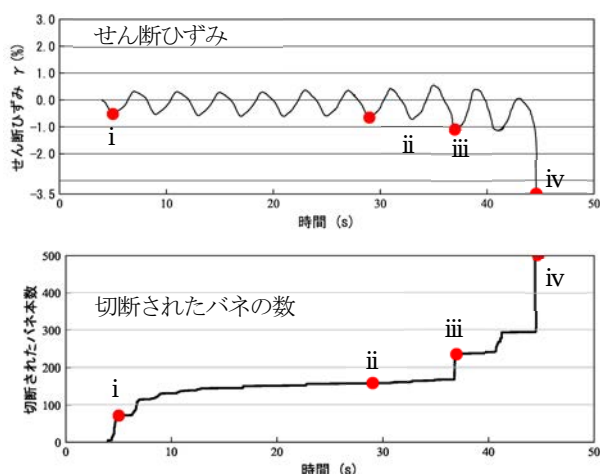


図-29 切断されたバネの数とせん断ひずみの関係

子を表している。切断されるばねの数は、作用させるせん断力に比例する。次に図「②」のようにせん断を加える。試験体全体で前より数の少ない残りのバネでせん断力を支えるので、せん断力の大きさが同じであれば「①」の時のせん断変形より大きな変形がこの試験体には生じる。このせん断では、先に切断されたバネの近傍に応力が集中しやすいので、連鎖的に近隣のバネが切断される。つまりペデスタル付近のバネが集中的に切断されてゆく。図-29、図-30 では ii までの過程に相当する。こうして他の領域より、破壊の集中が著しい場所が一カ所に特定された時点で、このひずみの集中領域をすべり面と呼ぶことができよう。これより後は、このすべり面で隔てられた領域は、互いに剛体的に運動することになるので、すべり面の形成前後で試験体の変形モードが異なると言え

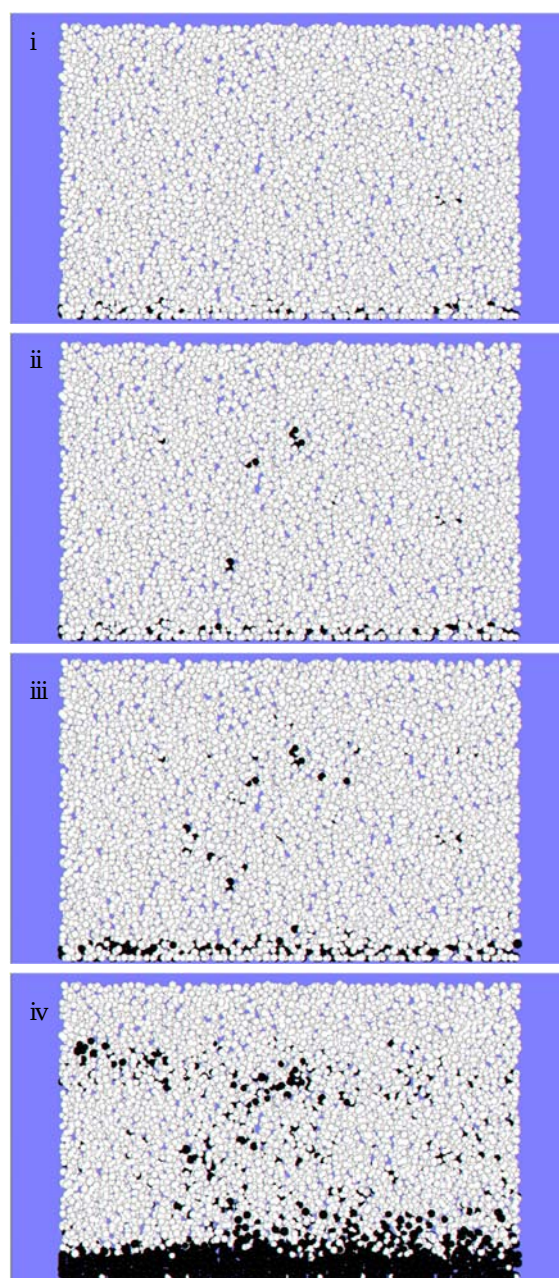


図-30 切断されたばねの分布

る。そして、「③」に示すようにすべり面近傍で効率的にバネが破壊されるので、すべり面形成後のせん断変形は、それまでより増大する。図-29、図-30のiiiより後に対応する。

最終的に、図「④」のようになった状態でせん断が加えられた場合、ペDESTALに連結されているすべてのバネの引張強度を合わせても、作用するせん断抵抗に抗することが不可能となり、一気に破壊に至ったのが図-29、図-30のivのDEM解析結果であった。

試験体の強度が大きい場合、つまりセメントによる連結の程度が強かったり、セメント配合量が多く連結の数が多かったりした場合、相対的にせん断応力が小さくなり、繰り返し荷重で切断されるバネの数がわずかなので、すべり面の形成に時間がかかる。すなわちパターン2の「液状化強度特性」となり、状況が逆の場合は、少ない繰り返し回数ですべり面が形成されるので、パターン1の「液状化強度特性」となる。固結力が大きい地盤はそうでないものと比較して、弱部が局所化しやすく、間隙水圧の上昇よりも先行してせん断破壊が発生する。つまり破壊モードが脆性に誘導される。

ここで述べたバネの切断による破壊の進展、すべり面の形成およびせん断変形の増大の現象は、実は間隙水の有無にかかわらず生じる現象であると言える。間隙水がなくても、しかるべきせん断力を繰り返し作用させれば、やがて試験体はせん断変形を増大させ両振幅 7.5%を超えることになる。

最後に、硬質な洪積砂層およびこれを模擬する固結砂のすべり面を伴うせん断変形と体積変化および水圧の発生を考える。

固結砂の変形は、図-31で考えたように、主としてすべり面（厚みがあるので以降すべり層と称する）でのみ発生するので、体積の増減もすべり層周辺のみ生じると考えるべきである。つまり、健全部は弾性変形であり、その弾性変形量も小さいしこれに伴うポアソン効果による体積変化（水圧は上がる方向）はさらに小さく無視できると考えられる。一方、すべり層では、固結が破壊され、母材から切り離された粒子群が固結しない砂として挙動するものの、全体が固結されていない場合に比べて、すべり層の体積は小さい。そして、そこで生じる体積変化が減少する方向であっても、つまり過剰間隙水圧が上昇する方向であってもそのマクロな影響は固結しない砂の供試体に比べて小さいと考えられる。さらに、固結砂では、切断点の連続ですべり層が形成されるが、そこは粒子がかみ合わさった状態なので、すべり層をはさむ領域が互いに剛であれば、直ちにダイレイトを生じ体積はむしろ膨張する方向なので過剰間隙水圧の増加を抑制する方向にある。

そして水圧が上昇したとしても固結砂では、引張に抵

抗するバネで固められた健全部の強度には過剰間隙水圧の上昇の影響をほとんど受けない。これに対して、固結しない砂は、粒子間に作用している拘束力が過剰間隙水圧の上昇分そっくり失われることとなり液状化状態となる。この2点が、固結砂とそうでない砂の液状化強度特性の差となって現れると考えられる。

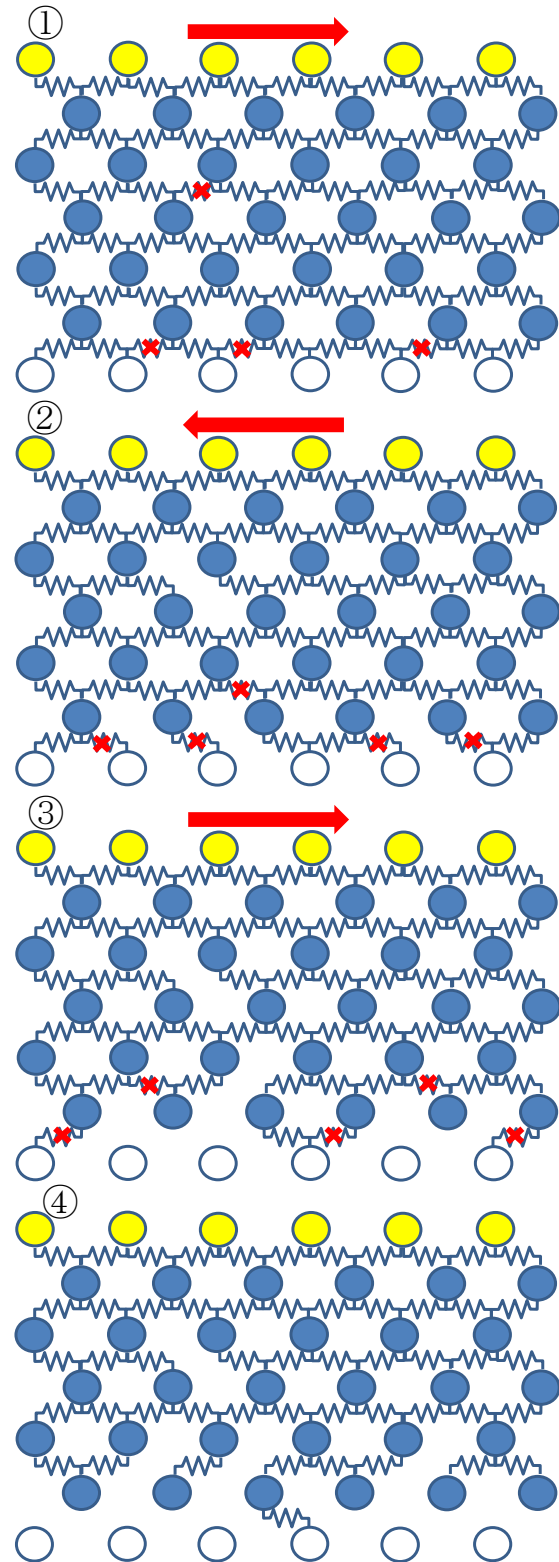


図-31 繰り返し载荷によるバネの切断の模式図

5. まとめ

洪積砂層の固結力を模擬した試料に対して繰返し中空ねじり試験を実施し、さらに DEM のシミュレーションを行って、洪積砂層の液状化特性について考察した。

セメント混合試料は、珪砂に比べて過剰間隙水圧が上昇しにくい非常に強固な液状化強度を示し、土粒子間の固結力とせん断応力比に応じてひずみの増大の傾向が異なる性質を持つ。これは、硬質な洪積砂質の性質と共通しており、セメント混合試料を用いて洪積砂層の液状化強度特性を定性的に再現できることが分かった。

粒子間の法線方向のバネについて、引張方向には引張り力に抵抗する機能、圧縮方向については所定の荷重で降伏する機能を持たせた接触モデルを用いて、DEM によるセメント混合試料に対する非排水繰返し液状化試験の再現解析を行った。

その結果バネの引張りによる切断が、繰返し载荷により連鎖し、すべり面を形成することで、より切断点が増加し、せん断変形の増加をもたらすことが分かった。

しかし、このことが過剰間隙水圧の発生によって助長されるわけではない。つまり、間隙水がなくても、固結砂にしかるべきせん断力を繰返し作用させれば、やがて試験体はせん断変形を増大させ両振幅 7.5%を超える結果となると言える。

一方、固結砂では、体積変化の発生する場所がすべり層に限定されるうえ、そこではダイレイトし易い性質があると考えられるので、固結がない砂に比べて過剰間隙水圧が発生しにくいこと、健全部が過剰間隙水圧の影響をほとんど受けないので、液状化強度も大きくなる性質があることを考察した。

謝辞：一連の室内試験は東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻、土質研究室の試験設備を使用させていただきました。試験結果の解釈について古関潤一教授に貴重な助言をいただきました。また室内試験機の操作方法について、複合技術研究所 佐藤剛司様、東京大学大学院工学系研究科 劉様、Zain 様にご指導いただきました。末筆ながら感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説，平成 14 年 3 月。
- 2) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 19 年 7 月。
- 3) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：資料・議事概要 http://www.city.urayasu.lg.jp/shisei/johokoukai/shin_gikai/shichoukoushutsu/1002796/1002934.html（2020/6/30 閲覧）
- 4) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説，平成 24 年 3 月。

- 5) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 5 月。
- 6) 原子力規制委員会：耐震設計に係る工認審査ガイド，平成 25 年 6 月。
- 7) 東京電力ホールディングス株式会社：第 433 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合における当社説明資料の掲載について，柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 液状化影響の検討方針について (1/2)，
<https://warp.da.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/11297219/www.nsr.go.jp/data/000176237.pdf> (2020/8/25 閲覧)
- 8) 東京電力ホールディングス株式会社：第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合における当社説明資料の掲載について，柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機地盤の支持性能
- 9) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2004。
- 10) 高橋茂：セメントの水和反応と硬化組織，コンクリート工学 Vol47, No1, pp.32-35, 2009。
- 11) 笠間清伸，善功企，陳光齊：固化処理地盤の材料定数のばらつきを考慮した液状化ポテンシャル，土木学会地震工学論文集，Vol.29, pp.251-257, 2007.8。
- 12) Kiyota, T., Koseki, J., Sato, T. : Comparison of Liquefaction-induced Ground Deformation between Results from Undrained Cyclic Torsional Shear Tests and Observations from Previous Model Tests and Case Studies, *SOIL AND FOUNDATION*, Vol.50, No.3, pp.421-429, 2010.6
- 13) Cundall, P. A., and O. D. L. Strack: A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, *Géotechnique*, 29, 1979。
- 14) Sakaguchi, H., Ozaki, E. & Igarashi, T. : Plugging of the Flow of Granular Materials during the Discharge from a Silo, *Int. J. Mod. Phys. B*, 7, pp.1949-1963, 1993。

(Received Sept. 1, 2020
(Accepted November 1, 2020))

REPRODUCTION EXPERIMENT OF LIQUEFACTION STRENGTH CHARACTERISTIC OF HARD DILUVIAL SAND LAYER AND VERIFICATION BY DISTINCT ELEMENT METHOD

Yusuke KANAI, Hitoshi NAKASE, Masayuki TOMITA, Risa YAMADA, Toshio SUEHIRO

In general, the very dense ground such as diluvial sand was not examined for the liquefaction potential. However, due to the increase of maximum acceleration in seismic design force, the seismic evaluation of the hard diluvial sand is sometimes required for the design of important structures. It has been confirmed that the frozen sample of the diluvial sand has different liquefaction characteristics from liquefiable sand material in laboratory tests. Under undrained cyclic shear loading, the shear strain increases. On the other hand the excess pore water pressure does not increase very much sometimes. This characteristics is considered to be due in part to the solidification force between soil particles, called the aging effects. In this study, to understand the liquefaction characteristics of the solidified sand that is a model of the hard diluvial sand, we conducted liquefaction strength tests of cement mixed specimens. In addition, the analysis by the distinct element method is used to simulate the shear plane development. As a result, it was found that the shear strain increases when the released solidification points are localized.