

埋設管理戻し材としての団粒構造土の適用について

EC17023 佐藤 天映

1. はじめに

埋設管理戻し部の沈下やマンホール浮上等の液状化による被害は、管の破損による交通障害等の社会的影響を招くことから、国は対策の推進に取り組んできた。現在、埋め戻し土の液状化対策(図1)<sup>1)</sup>は3つあり、それぞれ液状化抑制効果は大きいとされている。しかし、これらの対策はコストや施工性の問題等から十分に実施できておらず、東日本大震災により管渠の埋戻し土の液状化による被害が多発した。東日本大震災における下水道施設被害のアンケート調査結果<sup>2)</sup>によれば、図2に示すように埋戻し土の液状化が被害全体の約7割を占めており、液状化対策のさらなる推進が必要である。また、中里幸聖らによれば、図3に示すように1970年代に大量に布設された管路が更新期を迎えており<sup>3)</sup>、それに伴い管路の更新需要も増加すると予想できる。埋戻し土の液状化対策を施すのは管の更新時が現実的であるため、液状化対策の研究は急務である。本研究では団粒化による透水性の向上に着目し、現場で発生した掘削土を団粒構造土に改良することで液状化対策として利用できないか検証することを目的としている。

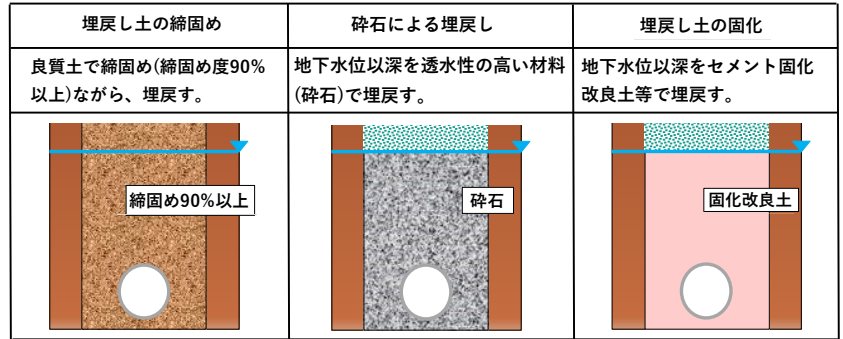


図1 埋め戻し土の液状化対策と概念図<sup>1)</sup>

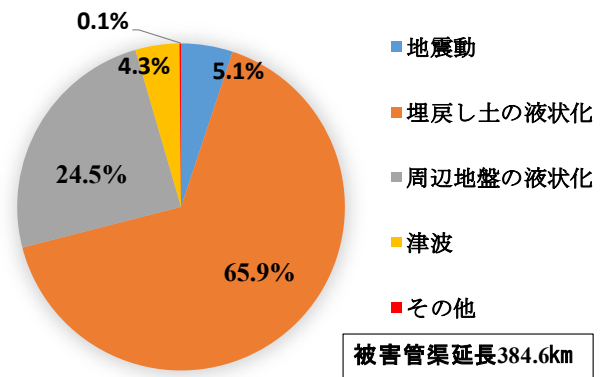


図2 管渠における被害要因割合<sup>2)</sup>

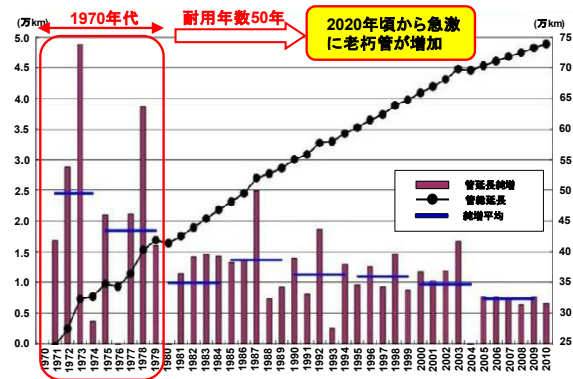


図3 水道管総延長の推移<sup>3)</sup>

2. 団粒構造土

通常の土は図4(a)のような単粒構造をしている。ここに高分子凝集剤を注入することで、図4(b)のように細かい粒子がまとめられ粒子群となり、大きな間隙(マクロポア)と小さな間隙(ミクロポア)によって形成される団粒構造土<sup>4)</sup>へと改良することができる。団粒構造土は、マクロポアにより透水性が、ミクロポアにより保水性が向上する。

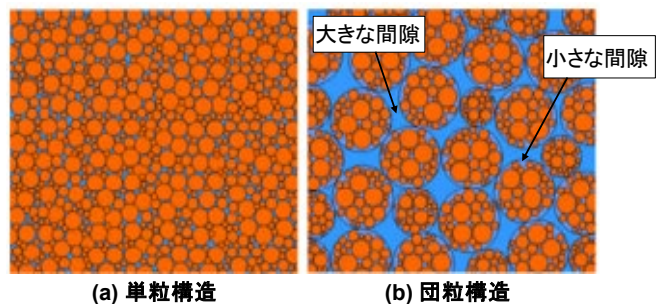


図4 単粒構造および団粒構造<sup>4)</sup>

### 3. 振動実験

#### (1) 使用試料

単粒構造土と団粒構造土を振動装置により振動させることで団粒構造土の液状化抑制効果を検証するための実験である。使用した試料は福岡県みやま市瀬高町で採取された土(以下、現場土とする)である。この試料の粒度試験結果を図5に示す。団粒化により、約0.02mmから0.6mmの細砂、中砂部分がまとめられ、減少していることがわかる。

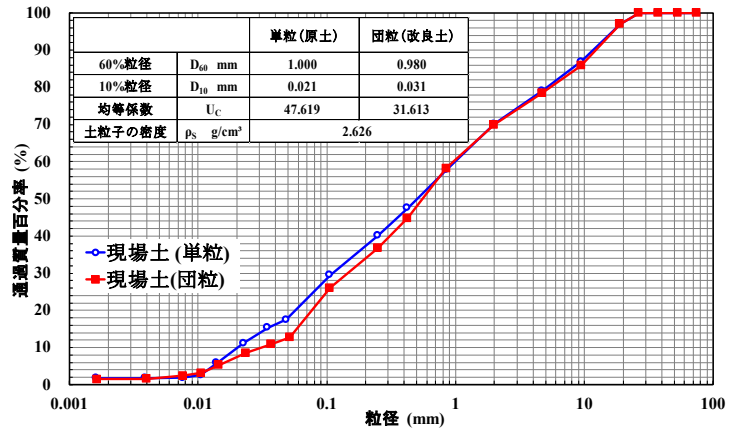


図5 粒度試験結果

#### (2) 実験装置および実験概要

図6に示すように水槽の中央を2つに仕切り、それぞれに原土(単粒構造土)、団粒構造土を入れた。この時、密度差による影響を排除するために体積および土の乾燥質量を等しくし、乾燥密度を同一にした。また、地表面から7cmの地点に水道管に見立てた塩ビ管(外径3.2cm、長さ15.7cm)を設置、水を排水する際に土が流出するのを防ぐためにドレーンを敷設した。実験装置の背面には加速度計と水圧計の2種類、3個のセンサーを設置した。計測時間は約2分で、計測開始から40秒、100秒後に加振した。なお、液状化の判定には、過剰間隙水圧 $u_e$ を有効応力 $\sigma'$ で除した過剰間隙水圧比( $u_e/\sigma'$ )を用いる。過剰間隙水圧比は1を超えると有効応力がゼロになり、液状化が発生していることがわかる指標である。

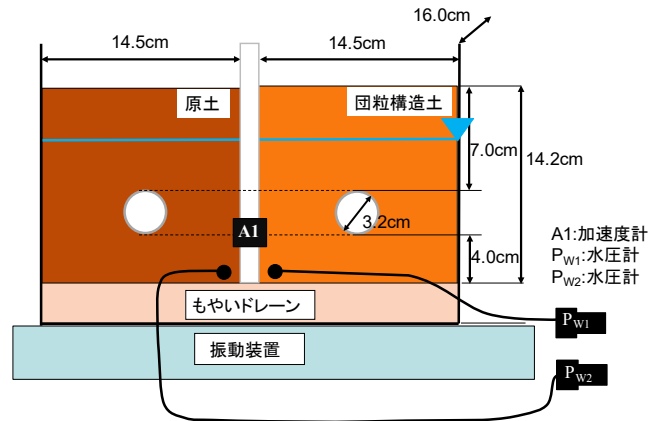


図6 振動実験概略図

#### (3) 試験結果

実験結果を図7と図8に示す。実験開始から約100秒後、2回目の加振をした直後に原土(単粒構造土)は過剰間隙水圧比が1を超え、液状化していることがわかる。それに対し、団粒構造土は過剰間隙水圧比が上昇してはいるものの、液状化に至らなかった。過剰間隙水圧比の変化のグラフを見ると、団粒構造土では1回目の加振時に過剰間隙水圧比が上昇後、2回目の加振時まで徐々に過剰間隙水圧比が減少していることが確認できる。これはマクロポア内の間隙水が排水されることで過剰間隙水圧が減少したためだと考えられる。図8を見ると、団粒構造土の地表面に水が出てきているが、この水は土粒子があまり含まれていない綺麗

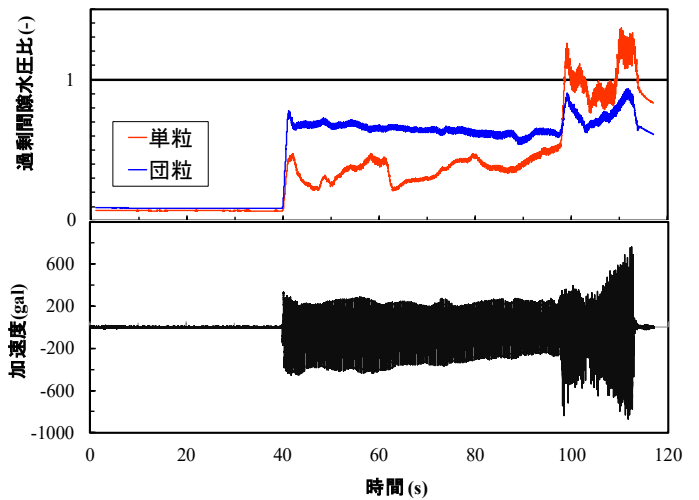


図7 過剰間隙水圧比、加速度の変化



図8 実験前後の地表面の変化

な水であり、このことから間隙水が排水したと考えることができる。

#### 4. 団粒構造土の品質の検証

団粒構造土を埋設管の埋戻し材として実際に適用できるのか、以下の2つの方法で検証する。

- 1) 団粒構造土が発生土利用基準<sup>2)</sup>において埋設管埋戻し材として適用できるかの検証
- 2) 団粒構造土と各自治体の埋戻し材料基準との比較

なお、これらの基準と比較するにあたり必要な試験値を求めた。行った試験は以下の通りである。

- ・土の含水比試験 JIS A 1203
- ・土の粒度試験 JIS A 1204
- ・地盤材料の工学的分類 JGS 0051
- ・CBR試験 JIS A 1211
- ・締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228

#### 5. 試験結果

試験により求めた試験値を表1に示す。

表1 得られた試験値

最大粒径 (mm)	26.5
75 $\mu$ ふるい通過質量百分率 (%)	22.1
土質分類	細粒分まじり砂 {SF}
設計CBR $\checkmark$ (%)	10.1
コーン指数 $q_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	2253.1

試料採取時の含水比が把握できなかったため、乾燥密度と含水比およびCBRの関係図(図9)から突固め回数67回のCBRを読み取り、設計CBR $\checkmark$ として基準との比較に使用する。

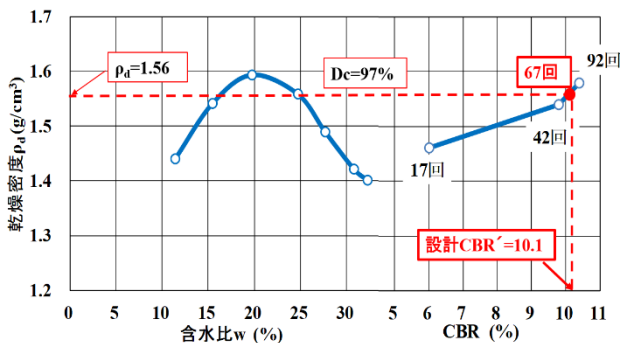


図9 乾燥密度と含水比およびCBRの関係

#### 6. 品質の評価

まず、発生土利用基準において埋設管埋戻し材として適用できるかについて検証する。発生土利用基準とは、土質区分基準(表2)で発生土を区分し、適用用途標準(表3)で適用できる用途を表した基準である。表1、表2から、本研究で使用した現場土の団粒構造土は第2種建設発生土に区分されることがわかる。

表2 土質区分基準

区分	コーン指数 $q_c$ (kN/cm <sup>2</sup> )	土質材料の工学的分類	
		大分類	中分類
第1種建設発生土 砂、礫及びこれらに準ずるもの	-	礫質土	礫 {G}、砂礫 {GS}
		砂質土	砂 {S}、礫質砂 {SG}
		人工材料	改良土 {I}
第2種建設発生土 砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの	800以上	礫質土	細粒分まじり礫 {GF}
		砂質土	細粒分まじり砂 {SF}
		人工材料	改良土 {I}
第3種建設発生土 通常の施工性が確保される粘性土及びこれらに準ずるもの	400以上	砂質土	細粒分まじり砂 {SG}
		粘性土	シルト {M}、粘土 {C}
		火山灰質粘性土	火山灰質粘性土 {V}
		人工材料	改良土 {I}

第2種建設発生土区分されたため、それを踏まえて表3の適用用途標準を見ると、現場土の団粒構造土は、埋設管埋戻し材に該当する工作物の埋戻しにそのまま使用が可能であることがわかる。

表3 適用用途標準

区分	適用用途	工作物の埋戻し	建築物の埋戻し	土木構造物の裏込め
		評価	評価	評価
第1種建設発生土 砂、礫及びこれらに準ずるもの		◎	◎	◎
第2種建設発生土 砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの		◎	◎	◎
第3種建設発生土 通常の施工性が確保される粘性土及びこれらに準ずるもの		○	◎	○

[評価]


◎: そのままで使用可能なもの

○: 適切な土質改良を行えば使用可能なもの

次に、各自治体の埋戻し材料基準と試験により得られた試験値を比較し評価する。表4に名古屋市、千葉市、堺市の基準および現場土の団粒構造土の試験値を示す。一軸圧縮試験は本研究では行って

表4 各自治体の埋戻し材料基準との比較

道路 管理者 項目	名古屋市 <sup>6)</sup>	千葉市 <sup>7)</sup>	堺市 <sup>8)</sup>		団粒構造土	評価
			下水道	上水道		
大分類	—	砂分≧礫分	—	—	砂質土	○
最大粒径	50mm以下	40mm以下	50mm以下	26.5mm以下	26.5mm	○
75μふるい通過 質量百分率	25%以下	—	25%以下		22.1%	○
設計CBR	8%以上	6%以上	—		10.1%	○
一軸圧縮強度 (28日強度)	—	—	100~200kPa		—	—
コーン指数	800kN/cm <sup>2</sup> 以上	—	800kN/cm <sup>2</sup> 以上		2253.1kN/cm <sup>2</sup>	○

 : 最も厳しい基準

※設計CBR' : 乾燥密度とCBRの関係図から読み取った突固め回数67回のCBR

いないが、全6項目の内5つの項目で基準値を満たしている。

\*

## 7. おわりに

本研究では、振動実験による検証および自治体の管理基準に係る土質試験を実施した結果、以下の知見を得ることができた。

- (1) 団粒化による改良土では、液状化時の過剰間隙水圧の上昇はあるものの、地表面に清水が出てくる程度で過剰間隙水圧比は1を越えず、液状化現象は発生しなかった。
- (2) 埋設管モデルも未改良土では浮上が確認されたが、改良土ではやや水平移動は観測されたが浮上は見られなかったことから液状化が発生していないことが確認できた。
- (3) 液状化時に、団粒化地盤では表面水が浮き上がったが、沈下が確認できなかったが、その原因については今後の検討が必要である。
- (4) 今回、団粒化剤の添加のみで発生土として実施した各種試験結果より、発生土利用基準および各自治体の埋戻し材料基準との比較により、一軸圧縮試験は実施していないが、現場発生土の団粒構造土が埋戻し材として適用できることがわかった。

## 参考文献

- 1) 松橋学, 深 渉, 小川文章: 下水道管路施設の埋戻し土の液状化対策工法の施工管理, 土木技術資料, 56(6), pp34-37, 2014. 6.
- 2) 下水道地震・津波対策技術検討委員会: 下水道地震・津波対策技術検討委員会報告書, pp20-26, 2012. 3.
- 3) 中里幸聖: "大量更新期を迎える上下水道" 2013. 3. [https://www.dir.co.jp/report/research/policyanalysis/regionalecnmy/20130311\\_006920.pdf](https://www.dir.co.jp/report/research/policyanalysis/regionalecnmy/20130311_006920.pdf), (参照 2021-2-9).
- 4) 杉井俊夫, 山田公夫, 馬 貴臣: 団粒化した土の物と舗装技術への適用, 総合工学 (25), pp39-46, 2013. 3.
- 5) 国土交通省: "発生土利用基準について" 200. 8. <https://www.mlit.go.jp/tec/kankyou/hasseido/60810kijyun.pdf>, (参照 2021-1-23)
- 6) 名古屋市: "埋戻し材として利用する建設発生土及び改良土特記仕様書" 2018. 4. [https://www.city.nagoya.jp/ryokuseidoboku/cmsfiles/contents/0000045/45474/8\\_20180401.pdf](https://www.city.nagoya.jp/ryokuseidoboku/cmsfiles/contents/0000045/45474/8_20180401.pdf), (参照 2021-1-23)
- 7) 千葉市建設局土木部土木管理課: "道路掘削復旧基準" 2018.4, pp.47~51, <https://www.city.chiba.jp/kensetsu/doboku/dobokukanri/documents/hukkyuukizyun300401.pdf>, (参照 2021-1-26)
- 8) 堺市水道局: "改良土の品質基準" 2020. 10, <https://water.city.sakai.lg.jp/ikkrwebBrowse/material/files/group/10/bessilhinsitukijunR3-2.pdf>, (参照 2021-1-26)

## SH 型貫入試験を用いた土質の判定

EC17030 高木 開地

### 1.はじめに

現在、主に地盤調査方法としてボーリング調査・標準貫入試験などがあげられる。これらの調査で得られる土のサンプリングやN値は、地盤構造の把握や地盤の安定性を推定することができ、構造物を設計する際に用いられる。しかし、これらの調査では、一回で数十万円のコストがかかる。これに対し、簡易に行うサウンディング試験が用いられる。そこで、本研究では試験器も小さく簡単に扱えるサウンディング試験の一つであるSH型貫入試験に着目する。SH型貫入試験から得られるデータは、地盤の硬軟しかわからず地層の判別ができない。そのため、SH型貫入試験によって得られたデータNd/drop値の変動係数を求めて、地層の境界線をさらに、スペクトル解析を用いて実際の現場でのSH型貫入試験とボーリング調査・標準貫入試験結果を対比して地盤内部の土質の判定を行っていく。

### 2.SH型貫入試験

SH型貫入試験(図1)は動的サウンディングのひとつであり、地層表層部の軟らかい地層状況を調査し、斜面の調査に適した技術である。試験開始時に自重沈下があった場合には貫入深さを記録する。試験方法は、3kg または 5kg の錘を 50cm の高さから自由落下させることで、ロッドの先端を地盤内に貫入させ、1 打撃毎の貫入量をデータロガーにより自動記録する。その結果より、10cm 貫入させるために必要な打撃回数に換算したNd'/drop値、Nd/drop値を式(1),(2)により求める。これにより地盤の硬軟を判断することができる。本研究では、Nd/drop値を使用しているため、式(3)に示す吉松らの式を用いて、Nd'/drop値をNd/drop値に換算して行う。これにより、使用する錘の重量の違いに左右されず、表層から深部まで一貫したNd/drop値で測定値を解析することができる。

$$Nd'/drop \text{ 値} = \frac{1 \times 100(\text{mm})}{3\text{kg のハンマーを用いた時の貫入量}(\text{mm})} \quad (1)$$

$$Nd/drop \text{ 値} = \frac{1 \times 100(\text{mm})}{5\text{kg のハンマーを用いた時の貫入量}(\text{mm})} \quad (2)$$

$$Nd/drop \text{ 値} = 0.5Nd'/drop \text{ 値} \quad (3)$$

図2はNd/drop値と貫入深さの関係図である。青色の線では3kgの錘による1打撃ごとの測定結果を表している。このデータは、簡易貫入試験機よりも軽い錘(3kg)を用いているため表層の軟らかい土層での分解能がよく、1打撃ごとの土層状況を見ることができることから、土層の硬さや礫の混入状況などを詳細に把握できる。赤色の線は5kgの錘による値を表している。

しかし、この結果からでは地層までは判別はできない。

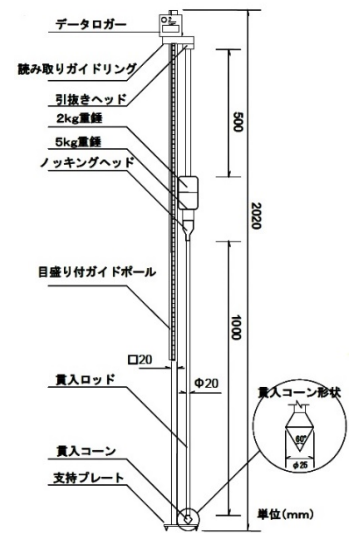


図1 SH型貫入試験機

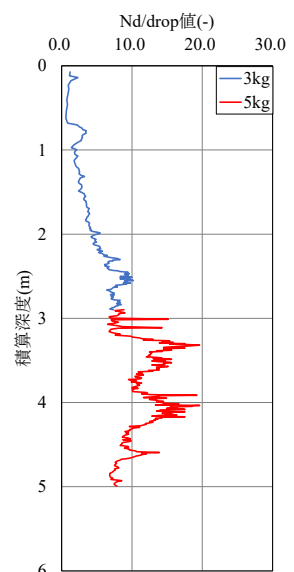


図2 Nd/drop値グラフ

### 3.地層境界線の推定

SH 型貫入試験を用いることで、地盤の硬軟を判定できることは分かった。しかし、Nd/drop 値と深度のグラフからは、層の判別はできない。そこで、Nd/drop 値は、貫入抵抗値の大きい土で構成された層ではおおきくなり、低い土で構成された土では小さくなるため、層の変化するところで Nd/drop 値のばらつきが大きくなると考え、このばらつきに着目して、地層の判別に変動係数を用いる。変動係数とは平均に対するばらつきの大きさであり、変動係数の式を式(4)に示す。そこで、変動係数が大きくなる点で層の変化があると考え。図 3,4 は Nd/drop 値の仮想のデータであり、Nd/drop 値が変化する点で変動係数が大きく上昇しているのがわかる。

$$\text{Nd/drop 値の変動係数} = \frac{\text{Nd/drop 値の標準偏差}}{\text{Nd/drop 値の平均}} \quad (4)$$

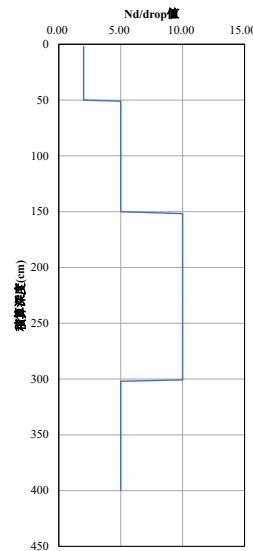


図 3 Nd/drop 値  
仮想データ

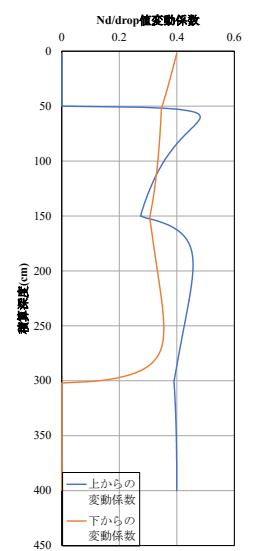


図 4 変動係数の  
仮想データ

求めた変動係数を、ボーリングデータと比較することで推定の地層境界線を求めていく。

### 4.累積スペクトル

累積スペクトルとは、高速フーリエ変換から得られたスペクトルを累積させたものである。粘土などの粒径が小さいものは貫入がスムーズに行われるため、Nd/drop 値での周期が長くなり、波数が小さくなる。よって、累積スペクトルにおいて勾配が急なほど粒径が小さいと考えられる。そこで、変動係数によって求めた土質の種類ごとに累積スペクトルグラフを求めることで、粒径の大きさを推定することができ、土質種を判定できると考える。本研究では三か所で行われた実際の実験データを使って、層ごとの累積スペクトルを求めた。しかし、ボーリングデータが存在するすぐ近くで行った SH 型貫入試験のデータは三つしかなく、これから求めた層はほかに比べて信頼性がたかいたと考えそれらの三つのデータを使用した。

### 5.まとめ

ロームと凝灰質粘土は、ほとんどがシルトと粘土で構成されており、細粒度であることから急こう配なグラフを予想しており、結果(図 5)急勾配なグラフが得られたことから、ロームと凝灰質粘土と確定した。このように、累積スペクトルの勾配と粒径の大きさの間に相関が得られ粒径が推定できると考える。

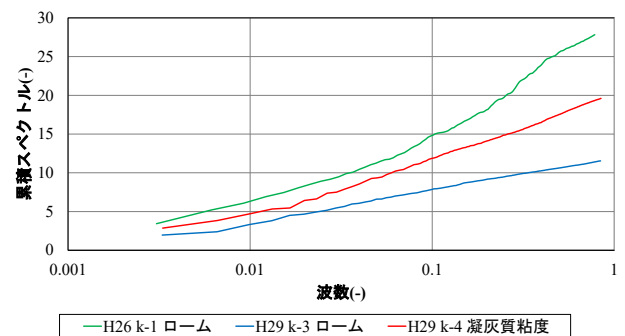


図 5 波数-累積スペクトルグラフ 結果

#### 【参考文献】

- 1) 橋田 将典：SH 型貫入試験を用いた土質の可視化,2018 年度中部大学卒業論文,pp.1-35,2018.
- 2) SH 型貫入試験 技術・調査基準 編集委員会：'SH 型貫入試験（表層構造調査用簡易貫入試験） 技術・調査基準 同解説,2015.9.  
[http://www.hyoudoken.jp/pdf\(technical\)/shgatasikenki\\_gijyutu\\_tyousakijyun201509.pdf](http://www.hyoudoken.jp/pdf(technical)/shgatasikenki_gijyutu_tyousakijyun201509.pdf)（参照 2020.11.26）
- 3) ダイトウテクノグリーン株式会社：SH 型貫入試験機  
[https://www.daitoutg.co.jp/p\\_rs\\_shpenetro.php](https://www.daitoutg.co.jp/p_rs_shpenetro.php)（参照 2020.11.26）

## 堤体基礎の層構造と天端舗装亀裂の関係について

EC17031 高田 彬宏

### 1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、液状化により、940カ所の堤防等の河川管理施設が被災した。原因として、堤体内部の液状化だと考えられている。図1のように堤体の液状化は基礎地盤が非液状化層(砂質土以外の層)で形成されており、堤体が圧密沈下することでめり込み部が発生し、そこに河川水や雨水が溜まることで閉封飽和域が形成され、地震動によって堤体自体が崩壊する現象である。そのような危険箇所を特定する方法がないのが現状である。山田ら<sup>1)</sup>は、堤体基礎の粘土層の存在と天端舗装の縦断亀裂との関係を調べ、粘土層の有無と粘土層厚に関係することが得られたが、亀裂の発生メカニズムには至らなかった。そこで本研究では堤体基礎の粘性土が縦断亀裂を惹起するメカニズムを明らかにすることを目的とする。

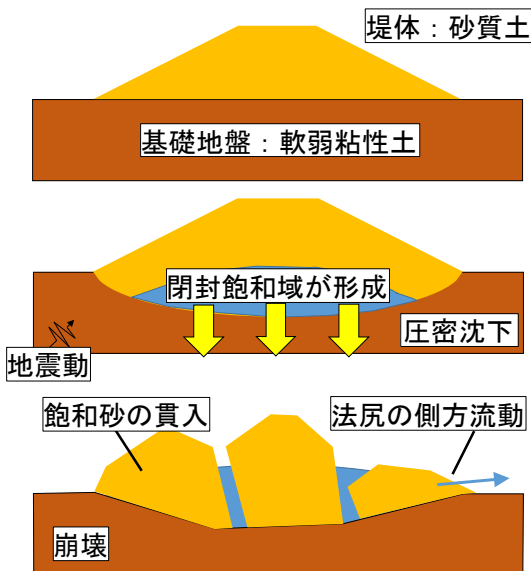


図1 堤体液状化メカニズム

### 2. 堤体圧密模型実験による変状の確認

実際に堤体が圧密沈下し、天端に縦断亀裂が発生するかの確認と堤体の端部が引張力を受けることにより堤体のすべりや天端の引っ張りの発生を

確認する。基礎地盤に生田木節粘土を使用し、堤体にはキネティックサンドという粘性を持った砂を使用する。図2は2割勾配の堤体を意識して設計した。定期的に断面と上面を定点で撮影し、変化を記録していく。結果として図3のようになった。築堤から6週間、8週間の時点で圧密沈下を促進するため、固定荷重を載荷した。最終的に6.5mmの沈下が見られたが、堤体に縦断亀裂とすべりの発生は確認できなかった。原因として、堤体が砂質土で堤体基礎が軟弱粘性土の場合においても、左右非対称地盤では縦断亀裂が発生することは少ないと考えられる。

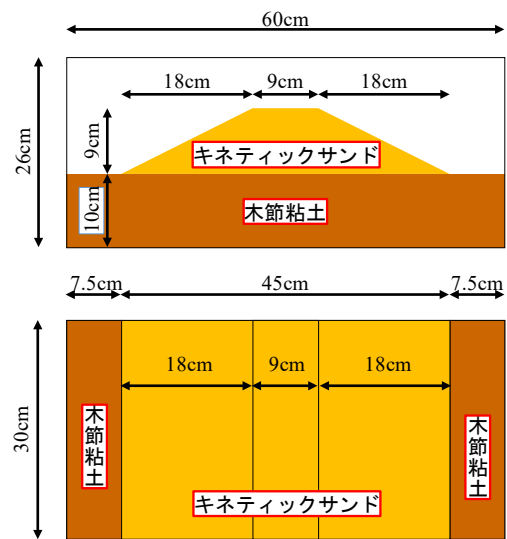


図2 堤体模型設計図

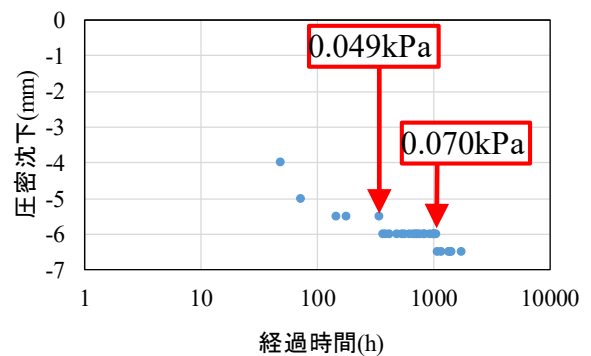


図3 圧密沈下グラフ

### 3. 堤防横断方向土質調査結果図を用いた検討

本研究では堤体基礎地盤の粘土層分布に着目し、堤体基礎地盤の粘性土分布が左右対称、左右非対称の違いによって縦断亀裂の発生に関係するのかを庄内川で検討した。検討方法は、河川堤防データベース(2008年)の堤防横断方向土質調査結果図を活用し、粘土層分布を左右対称と左右非対称の2つに分け、各地点の天端舗装に縦断亀裂が見られるかをGoogleストリートビュー(2019年)にて確認した。検討結果として、左右非対称断面では、図4のように22カ所で亀裂が確認できた。発生したのは縦断亀裂のみではなく、図5のように横断亀裂や亀甲亀裂も見られた。次に左右対称断面では、図6のように14カ所で亀裂の確認がされたが、亀裂の発生要因として、図7のように治水地形分布と堤体内に粘性土を含むことにより、堤体の耐久度が下がり、亀裂が発生したのではないかと考える。そのため、左右対称断面では亀裂が見られにくいと考える。

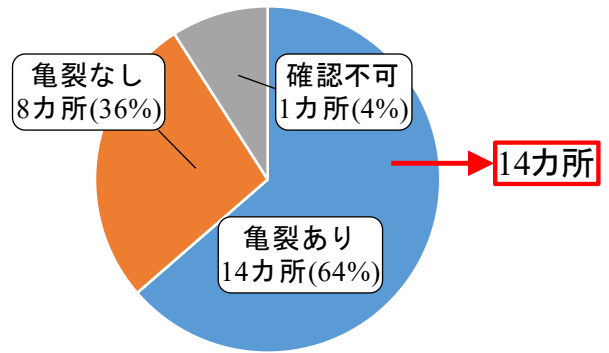


図6 対称断面での亀裂の有無

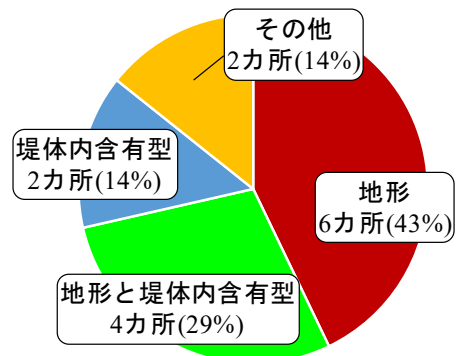


図7 対称断面(14カ所)での亀裂発生要因

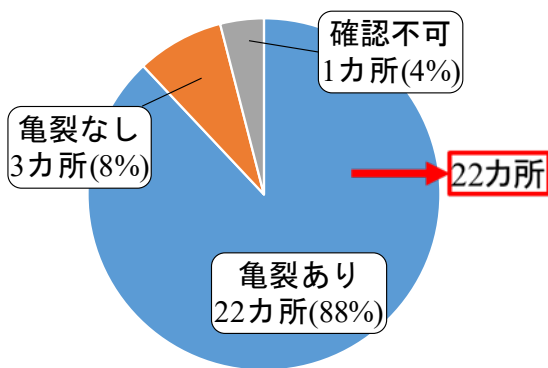


図4 非対称断面での亀裂の有無

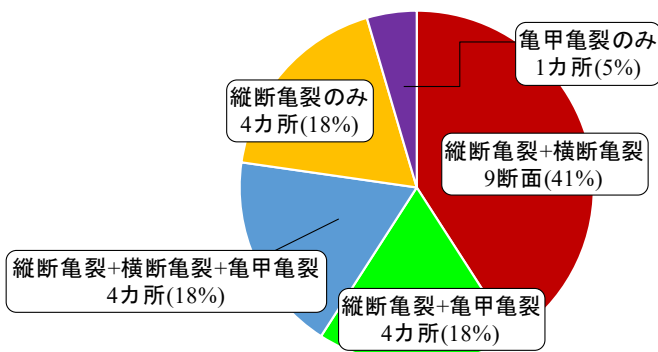


図5 非対称断面(22カ所)の亀裂の内訳

### 4. おわりに

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1)堤体基礎地盤の粘土層が左右非対称の場合、縦断亀裂は発生しやすい。
- 2)堤体基礎地盤の粘土層が左右対称の場合、縦断亀裂は発生しにくい。
- 3)横断亀裂は縦断面において、粘性・非粘性土の境界の有無が起因する。
- 4)天端舗装の縦断亀裂の発生には、基礎地盤のみではなく、堤体内の構造、治水地形分布が影響している。

#### 【参考文献】

- 1)山田雄大：堤体基礎の支持力と天端舗装の亀裂の関係，2019年度中部大学卒業論文，pp.2-31，2020.1
- 2)朱発瑜，平田武史，深見秀隆，平野浩之，杉井俊夫：天端縦断亀裂による堤体基礎めり込み危険箇所の評価，令和元年土木学会中部支部研究発表会，2019
- 3)宇野尚雄，笠井雅広，岩崎好規，藤原照幸：堤体の土質柱状図にある粒度の表現法とその活用，第4回河川堤防技術シンポジウム講演概要集，pp.37-40，2016.11



地盤工学の観点からみた越流侵食に関する研究

EC17032 高田 謙太

1. はじめに

越流侵食とは堤体の裏のり面及び裏のり尻で天端を越えた越流水がのり面を流下する際に、発生するせん断力によって徐々に堤体のり面を削っていく現象である。2019 年に長野県千曲川で発生した堤防決壊は越流水による裏のり尻の侵食が原因とされている<sup>1)</sup>。特に裏のり尻にはせん断力の作用が集中するとされる。しかし、越流水中と土中では流速が大きく異なり、せん断力以外に流速差による「揚力」の作用もあるのではないかという仮説を立てた。本研究は、水中と土中の流れの流速差による「揚力」の発生の確認と粒度組成によって侵食に対する靱性の変化を調べることを目的とする。

2.揚力の原理による侵食現象発生の仮説

揚力の原理は、ベルヌーイの定理やクッタの条件を満たす循環によって説明される。本研究では、ベルヌーイの定理を使って検討する。図1に示すように、空気が速く流れる翼の上面は、空気がゆっくり流れる翼の下面より気圧が低くなることで揚力が発生する。この発生条件を地表面流れに当てはめたとき、地盤内を流れる流速は土粒子との摩擦抵抗によって流速が小さくなるため、地表面と地盤内で流速差が生じ、揚力が発生すると考えられる。この揚力の原理によって土粒子の間隙径が大きくなり、侵食の進行につながっていると考えられる。

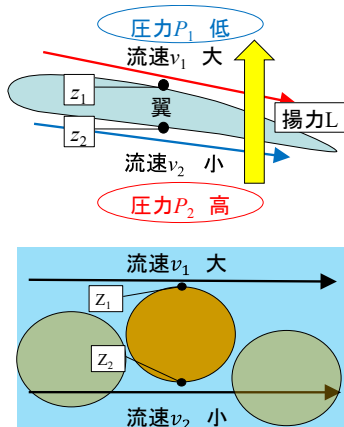


図1 揚力の原理

3. 研究方法

本研究は揚力の確認と粒度組成を変えた越流侵食実験の2つに分けて実施した。

(1) 揚力発生確認試験

密度の小さい玩具として用いられるBB弾（密度 $\rho_s=1.87\text{g/cm}^3$ ）、珪砂6号による水平流れにおいて、水中、土中の流速を推定、目視で確認を行った。

(2) 越流侵食実験

模型堤防の天端およびのり面を粘土と珪砂を混合し、珪砂の含有率を変えて侵食の様子を調べた。

4. 揚力発生確認試験

(1) 実験の概要

図2は表面流水と地表面の境界に発生する揚力を地表面流れと地盤内流れの流速を土中の動水勾配から算出するための実験である。土中の動水勾配の計測にはピエゾメーターを使用し、管の先端を地盤中心部に設置した。給水機で給水を行い、給水機内の水位を一定にすることで流入量を一定とした。給水機は昇降式になっており、位置水頭を3パターンに分けることで土中の動水勾配( $i_s$ )、模型水槽水位( $H$ )、流量( $Q$ )の計測を行った。平均単位時間流量を算出するため、各パターンで3回ずつ10秒間の流量を計測した。また、本実験では粒径分布の異なる珪砂6号とまさ土を用いて実験を行い、粒径の大きさの違いによる流速差の比較と揚力の発生の確認を行った。

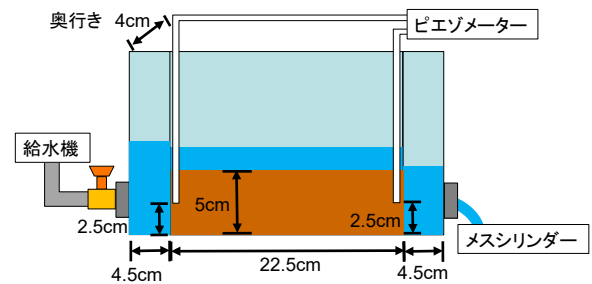


図2 流速差実験モデル図

(2) 揚力発生確認試験の結果

BB弾を用いた試験結果では、動画録画により粒子が移動する瞬間をとらえ(写真1)、その時の水中お

よび土中のそれぞれの流速を求めた。

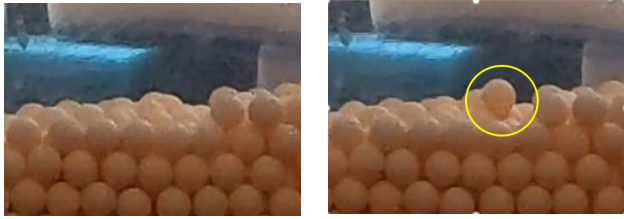


写真1 BB弾粒子の浮き上がり（前・後）

また、ベルヌーイの定理（式(1)）を用いて境界面における粒子の流速を算出し、圧力差を算出した。

$$P_2 - P_1 = 2\rho g(z_1 - z_2) + \rho(v_1^2 - v_2^2) \quad (1)$$

ここに、 $P_1$ :上部水圧（水中）、 $P_2$ :下部水圧（土中）、 $v_1$ :上部流速（水中）、 $v_2$ :下部流速（土中）、 $z_1-z_2$ :粒子上部下部の高さ（粒径）である。

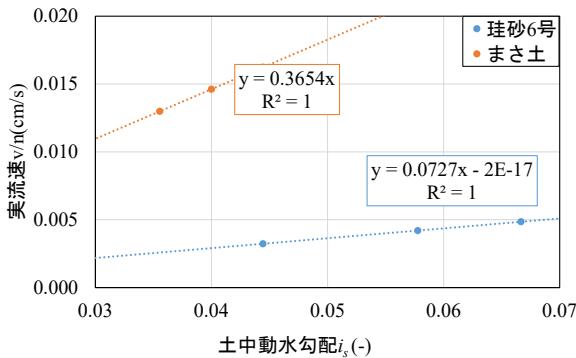


図3 (土中) 地盤内流れの関係

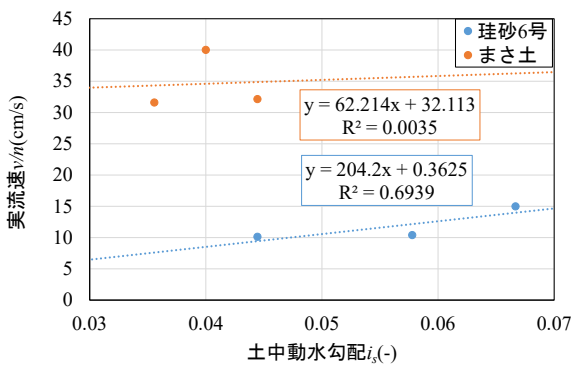


図4 (水中) 地表面流れの関係

表1 揚力発生確認試験結果

	粒径 $d(z_1-z_2)$ [mm]	水中密度 $(\rho_s - \rho_w)$ [t/m <sup>3</sup> ]	水中流速 $v_1$ [m/s]	土中流速 $v_2$ [m/s]	揚力 $L$ [N]	粒子あたりの水中重量 $W_w$ [N]
BB弾	6.0	0.87	0.055	0.038	3.33.E-03	9.64.E-04
珪砂6号	0.425	1.65	0.1186	4.0.E-05	1.18.E-06	6.58.E-07
まさ土	9.5	1.67	0.346	1.5.E-04	1.32.E-02	7.35.E-03

表1に示した結果より、圧力差による揚力は水中重量の約3倍程度に達していることがわかった。ただし、BB弾の流速の精度が粗いためあくまでも参考結果である。珪砂6号、まさ土についても実験を行

った。図3,4に示すように、水中および土中の流速の大きさを算出したところ、実流速で2000~3000倍の違いがあった。しかし、揚力は水中重量の約1.7倍であったが、粒子の浮き上がりは確認できなかった。

## 5. 模型堤防による越流侵食実験

### (1) 実験装置の概要

図5に示すように試料を模型水槽内に地盤厚さ2cmになるように、天端および2割勾配の裏のりを想定した面に試料を最適含水率で転圧して設置した。水槽側面に設置した水道からサイドに設けたタンクに流速を変えて水位速度を毎秒6mm上昇と毎秒24mmの2種類で供給した。のり面の摩擦速度は、実験装置に取り付けたスケールによって越流水深を動画で計測をし、本間の完全越流公式を使用し、摩擦速度と粒径加積曲線の関係から各配合での粒径の流出率を算出した<sup>3)4)</sup>。

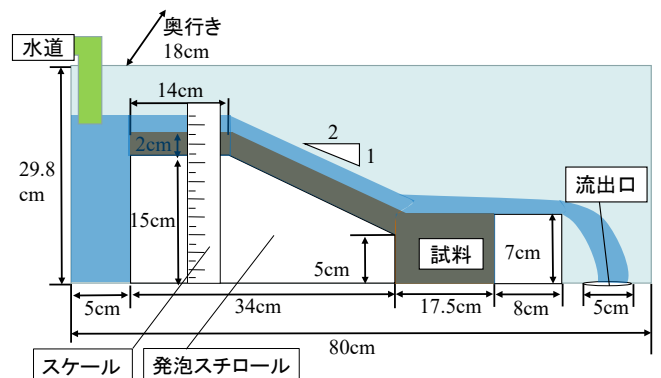


図5 越流実験モデル図

### (2) 実験試料とケース

実験には、堤防の越流に対する靱性を珪砂6号と生田木節粘土を5つのケースで配合し、粘性の割合の変化による靱性変化を評価する。配合には最適含水比23.5%を使用して配合する(図6 表2)。

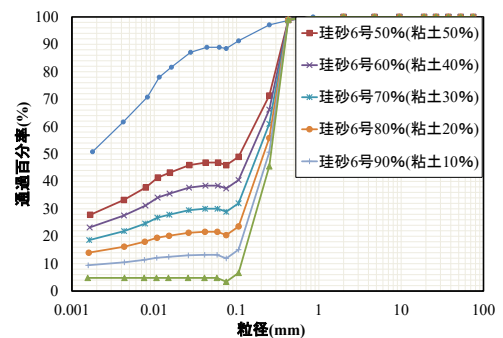


図6 使用した試料の粒度分布

表2 試験ケース

	水上昇速度 (cm/s)	珪砂6号割合 (%)	木節粘土割合 (%)
Case1-50	0.6	50	50
Case1-60		60	40
Case1-70		70	30
Case1-80		80	20
Case1-90		90	10
Case2-50	2.4	50	50
Case2-60		60	40
Case2-70		70	30
Case2-80		80	20
Case2-90		90	10

(3) 試験結果

図7に Case1 (水位上昇速度 0.6cm/s) と Case2 (水位上昇速度 2.4cm/s) に分けて、珪砂6号の含有率と最大越流水深の関係を示す。また、図8には、最大越流水深から本間ら<sup>34)</sup>の完全越流公式(式(2)から(4))で算出した摩擦速度を示す。なお、越流開始から60秒後までの侵食の発生を視覚的に動画記録から調べている。

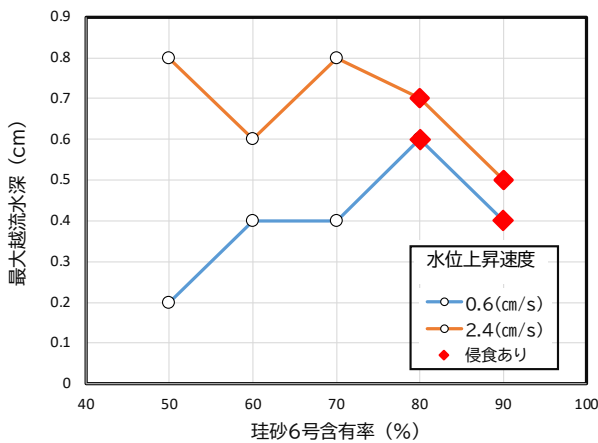


図7 珪砂含有率と最大越流水深と侵食結果

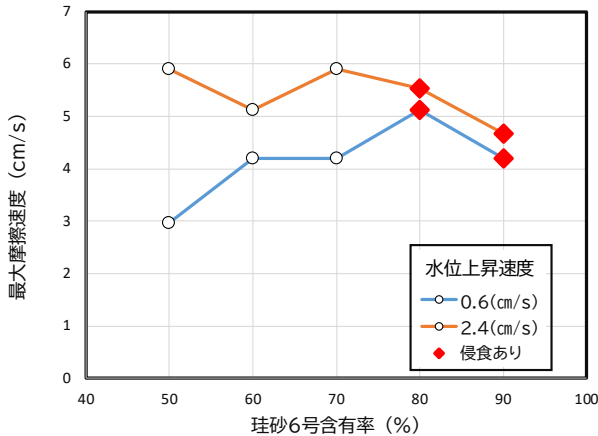


図8 珪砂含有率と最大越流水深と侵食結果

$$V = q/h = \mu\sqrt{2gh} \quad (2)$$

$$i_e = \left( \frac{nV}{h^{2/3}} \right)^2 \quad (3)$$

$$u^* = \sqrt{ghi_e} \quad (4)$$

ここに、 $V$ : 平均流速  $\mu$ : 流量係数(0.35)  $h$ : 越流水深  $g$ : 重力加速度  $n$ : 粗度係数 (0.025) である。

最大越流水深から式によって摩擦速度が算出されているため図7,8の結果は同様の傾向を示している。両図より珪砂8割以上において水位上昇速度に関係なく、侵食が生じていることがわかる。一方、珪砂含有率50%から70%では、最大越流水深のばらつきがあるため、水位上昇速度による最大摩擦速度の比で整理を行ったのが図9である。

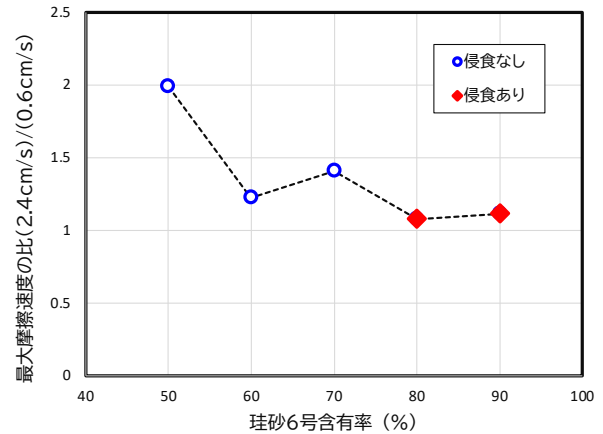


図9 珪砂含有率と最大越流水深時の最大摩擦速度の比

図9より、珪砂含有率50%から70%では破壊が生じていなく、さらに摩擦速度が大きくても破壊しないと考えられる。一方、侵食が起きているときの摩擦速度の差はほとんどなく、この時の摩擦速度が侵食開始時の速度であるとみなすことができる。

侵食が発生したのは、Case1-80、Case1-90、Case2-80、Case2-90の4ケースであることから、侵食の程度を評価するために、本試験では、越流開始から60秒後の堤体のり面の最も水平幅の大きい侵食幅を「最終侵食幅  $B_b$ (cm)」(図10)と定義した。その結果を表3にまとめた。

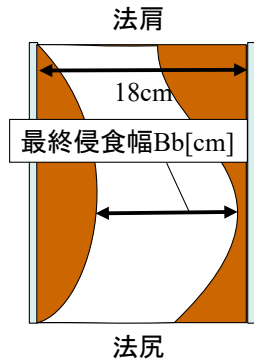


図 10 最終侵食幅 Bb の定義

表 3 最終侵食幅の比較

	珪砂含有率 (%)	最終侵食幅 Bb(cm)	摩擦速度 (cm/s)
Case1-80	80	2.0	5.13
Case2-80		16.0	5.53
Case1-90	90	18.0	4.19
Case2-90		18.0	4.68

表 3 の最終侵食幅からも、珪砂含有率が多くなると侵食幅が大きく一気に侵食されてしまうことがわかる。さらに、摩擦速度も小さく、珪砂 6 号の含有率が多くなると耐侵食性が低下することが明らかとなり、粘土分の含有量がある程度必要であり、粘性または土中を浸透する透水性にも影響することが考えられる。すなわち、のり面の土中に珪砂のような粗砂が多いと浸透しやすく、土粒子を流しやすいことが懸念される。また、粘性によるせん断抵抗が増加するとともに、のり面での抵抗が減少することが推察される。さらに、砂質の割合が大きくなるに従って摩擦速度が大きくなったことから試料の摩擦力と乾燥密度の変化によって速度が変化したと考えられる。

岩垣の式を用い、流出する粒径を算出したところ、3.5 mm以下の粒子の流出が得られ、今回使用した試料の最大粒径 9.5 mmよりも小さな値であり、摩擦速度はすでに小さな粒子の流出が始まっていたと推察された。今後、粒子移動開始時の正確な流速と粒子径を求められるような改良が求められる。

## 7. おわりに

本研究で得られた成果を以下にまとめる。

### ◆揚力確認試験

- (1) BB 弾を使用した実験においては、粒子が浮上し粒子を乗り越える現象を確認することができた。
- (2) BB 弾の粒子移動の速度から水中、土中の流速差

を使ってベルヌーイの定理から圧力差を求めて揚力を試算した結果、水中重量の約 3 倍になっており、粒子浮上の揚力として一検証となった。

- (3) まさ土、珪砂 6 号では地盤表面の水中流速は土中の流速差の 2000 から 3000 倍であることが得られ、流速差を確認することができた。
- (4) まさ土、珪砂 6 号の細かい粒子を使用した場合には、揚力は水中重量の両者とも約 1.7 倍に達していると算出されたが、粒子の浮上は視覚から確認できなかった。さらなる流速差や移動粒子の確認方法を検討する必要がある。

### ◆模型堤防による越流侵食実験

- (1) 粘土と珪砂の割合を変えた場合、珪砂 6 号が 80%以上になると侵食が発生することがわかった。
- (2) 侵食が発生する摩擦速度は、水位上昇速度に影響しないことが実験結果から得られた。これにより侵食される越流水深が決まっていることが推察される。
- (3) 侵食されたのり面の最終侵食幅を用いて侵食の程度を調べたところ、珪砂含有率が高いほど侵食スピードが速いことが得られた。
- (4) 耐侵食性には、粘性分が寄与することが明らかとなり、土中の透水性や粘性がせん断抵抗を増加させること、また摩擦抵抗を軽減することなどが考えられた。
- (5) 粘性土に比べ、砂質土は越流に対する靱性は脆く、流出が起きやすいと考えられた。

### 【参考文献】

- 1)千曲川堤防調査委員会：千曲川調査委員会報告書,p26,p27,p35,p39,2020-08.
- 2)奥村恭：非定常法による不飽和透水試験法の開発と浸透特性の評価,平成 13 年度中部大学大学院修士論文, p .33,2011.
- 3)国土交通省水管理・国土保全局：国土交通省左遷砂防技術基準調査編,第 7 章第 3 節 p.5,平成 26 年 4 月.
- 4)本間仁・萩原能男：新版流量計算法,工学図書,pp.257~259,1979.

団粒化が間隙構造にもたらす変化に関する研究

EC17044 半谷 暢晟

1. 目的

現在までの土質力学では間隙を評価している指標は間隙比(間隙率)しかない。これらは土全体に対する平均値であり、詳しい間隙の構造の違いについては考慮していない。よって間隙構造を調べるために間隙径分布について知る必要があると考えられる。本研究は単粒構造の土の間隙径分布と団粒構造の土の間隙径分布を測定するものである。土の締固めを行う際に締固めの最中に土に団粒化が生じることによって土の透水性は最適含水比より湿潤側で最小になり、土の強度は最適含水比よりも乾燥側で最大になる。これについては団粒構造と単粒構造の間隙径分布の違いに原因があると末松ら(2018)の研究で明らかにされてきた。そこで本研究では主に、団粒化した土と単粒の土の間隙構造の評価を行うことを目的としている。

2. 土の保水性試験

保水性試験とは、水分特性曲線を求めるために行う試験であり、水分特性曲線とは土の保水特性を示しているものである。HYPROPを用いた試験方法では排水過程のデータを取っている。またHYPROPではが含水量が少なく負圧が高くなっていく場合は計測することができない、よってWP4-Tという高压域を測ることが可能な装置を使用し計測する。

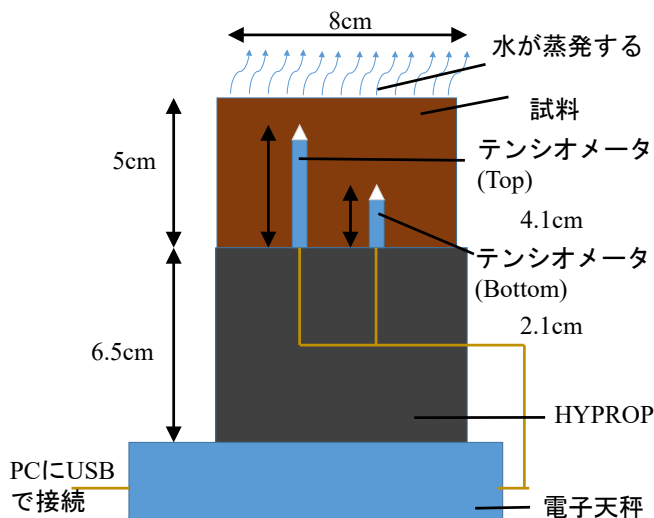


図1 HYPROPの概略図

HYPROPは、試料の水分特性を決定するために、

Schindersの蒸発法をもとに完全自動化された測定及び評価システムである。2本のテンシオメータを使用して試料内の2か所の位置の負圧を測定するものである。これにより試料の負圧及び不飽和透水係数を測定できる。また体積含水率及び飽和度は電子天秤の計測による連続的な重量減少の記録で計算できる。

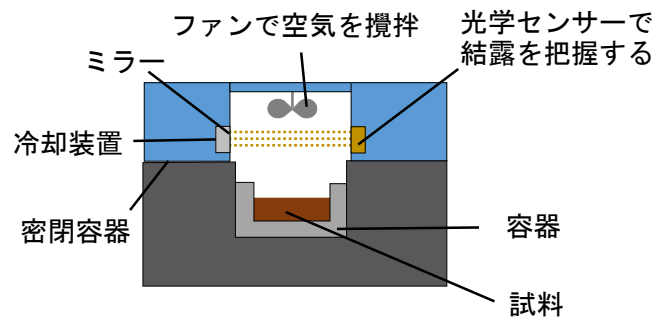


図2 WP4-Tの概略図

図1と図2はそれぞれ、HYPROPとWP4-Tの概略図である。WP4-Tは密閉容器内で試料と内部の空気の水ポテンシャルを平衡させ、次にミラーを冷却させる、それによりミラー付近の空気が冷えて飽和水蒸気が低下し、ミラーが結露する、それを光学センサーで捉えその時の温度を測定する。測定した温度を基に土中水のポテンシャル式(1)を計算して求める。

$$\psi = \rho_w \frac{RT}{M} \ln\left(\frac{p}{p_0} \times \frac{1}{100}\right) \quad (1)$$

ここに、 $\psi$ : 土中水のポテンシャル、 $\rho_w$ : 水の密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )、 $R$ : 気体定数 ( $8.314\text{J}/(\text{K} \cdot \text{mol})$ )、 $T$ : 絶対温度 (K)、 $M$ : 水の分子量 ( $\text{kg}/\text{mol}$ )、 $\frac{p}{p_0}$ : 相対湿度、 $P$ : 土中水と平衡している水蒸気の圧力、 $P_0$ : 等温で大気圧下にある蒸留水と平衡している水蒸気の圧力である。

3. 水分特性曲線

水分特性曲線を求めるためには、測定して出した負圧と各自の含水量から体積含水率を求めて、それを変換した飽和度を用いる、各時間の試料内の水分の体積を  $V_w$ 、試料全体の体積を  $V$  から各時間の体積含水率  $\theta$  を式(2)で求める。間隙体積  $V_v$  から飽和度  $S_r$  を式(3)で求める。

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (2)$$

$$S_r = 100 \times \frac{V_w}{V_p} \quad (3)$$

ここに、 $\theta$ :体積含水率(-)、 $V_w$ :試料内の水の体積( $\text{cm}^3$ )、 $V$ :試料の体積( $\text{cm}^3$ )、 $S_r$ :飽和度(%)、 $V_p$ :間隙体積( $\text{cm}^3$ )である。

図4と図5では散布図で表しているのが実測した数値で、平滑線で表しているのがfittingをした関数の数値である。図4と図5のfitting curveの関数式はFredlund-Xingのbimodel PDIを使用している。

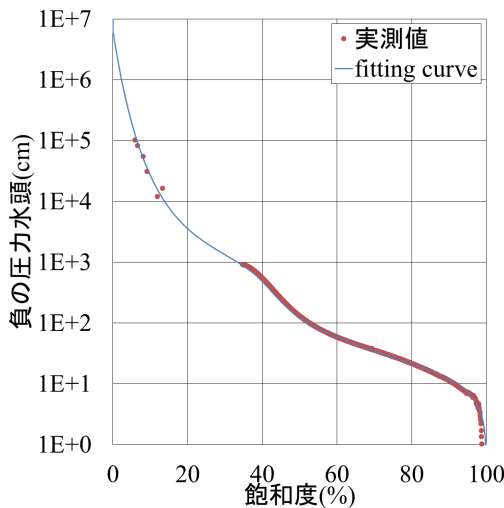


図4 単粒土の水分特性曲線

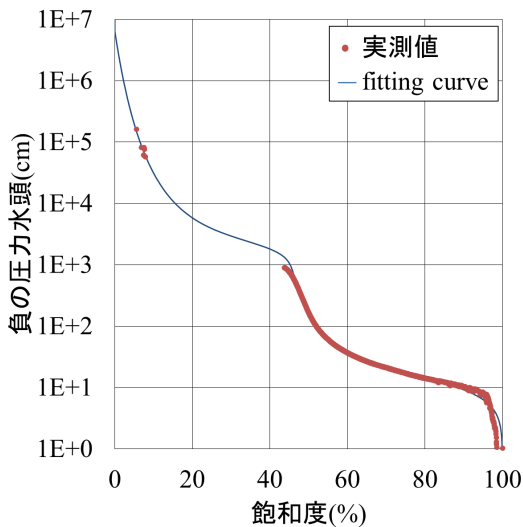


図5 団粒土の水分特性曲線

図4と図5はX軸に測定した各時間の水の体積から式(3)により変換した飽和度(%)で、Y軸に測定した負の圧力水頭(cm)である。

#### 4. 間隙径分布

間隙径分布の推定には水分法を用いる、水分法とは毛管上昇高と管径の関係を用いることで、負の圧力水頭から管径を推測する方法である。

隙径径 $d_m$ は実測値から変換したものである。水分法の式は以下式(4)に示す通りである。ここでの間隙径

の推定に式(3)で計算した飽和度を用いる。

$$d_m = \frac{4\sigma}{\rho_w g h_p} \quad (4)$$

ここに、 $d_m$ :間隙径(mm)、 $\sigma$ :水の表面張力( $72\text{dyne/cm}$ )、 $\rho_w$ :水の密度( $\text{g/cm}^3$ )、 $g$ :重力加速度( $\text{cm/s}^2$ )、 $h_p$ :負の圧力水頭(cm)である。

従来の研究においては、飽和度は使用せず有効飽和度という、移動できる間隙水の水分量の割合を使っていたが、移動しない間隙水、すなわち団粒塊内に保水されている間隙水にも間隙構造に影響を与えていると考えたため、ここでは間隙の水の割合である飽和度を使用している。

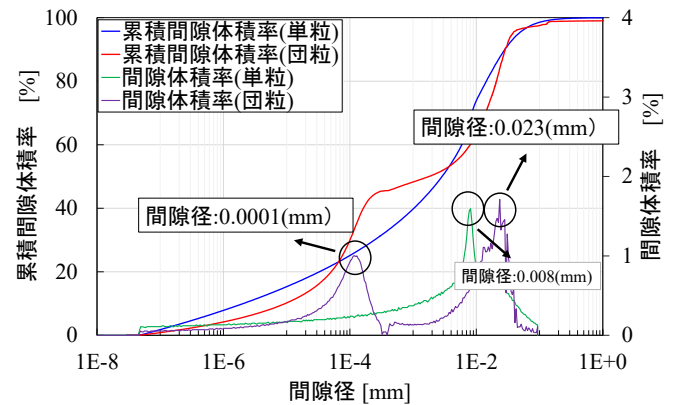


図6 単粒と団粒の間隙径分布

団粒土は単粒土より間隙が大きくなっているのが間隙体積率に注目することでよくわかる。すなわち土粒子が全体的に大きくなっていると考えられる。また団粒土の間隙体積率を見たとき間隙径が0.0001mmの所でも大きくなっているのが分かるこれは一つ目の山とは違いさらに小さい土粒子でも団粒化が起きていると考えられる。このことから一つ目の山が土の透水性に寄与し、二つ目の山では土の保水性に寄与すると考えられる。

#### 5. おわりに

- 1) HYPROPとWP4-Tの測定データを組み合わせることで、幅広く測定可能となり、正確に間隙径の推定を行うことができた。
- 2) 間隙体積率の結果から、団粒構造ではマクロポアとミクロポアの存在が確認できた。
- 3) 団粒構造ではマクロポアが単粒構造より大きく透水性が高いこと、ミクロポアで保水性が高くなることが推測された。

#### 参考文献

- 1) 浅野貴也:土粒子が造る間隙くびれ径分布の評価に関する研究,2019年度卒業論文,2019.
- 2) 川部ら:土の間隙構造を評価するための間隙径分布の計測,2018年度卒業論文,2018.
- 3) 末松知奈:土の間隙構造を評価するための間隙径分布の計測,2017年度卒業論文,2017

団粒化技術による液状化抑制の検証

EC17061 渡辺 拓人

1.はじめに

埋設物の浮き上がりや埋戻し材の沈下といった液状化による被害は、管の破損によるライフラインの停止や道路では交通障害をもたらす。また、老朽化による埋設管の交換時期を迎える機会の増加が考えられる。埋設管の交換において埋戻し材に団粒化技術の適用を目的としている。そこで本研究では、①埋戻し材の各自治体における基準の調査、②それらの基準に対する検証、③模型による振動実験で液状化の抑制効果の検証を行う。

2.試料

試料は2つ使用した。1つ目は2018年度柏原小学校グラウンド改良工事の際、改良前と改良後の試料で液状化実験前の試験土として使用した。2つ目は現地（福岡県みやま市瀬高町）から掘削された土を現場土とする。団粒化剤（GB-2000）を用いて団粒土の作成。団粒化することで細かい粒径がまとめられるため、粒径の分布に変化がみられる。

3.方法

粒径・透水性・液状化実験による団粒土の検証。

3.1 粒径による団粒化材の評価

粒径加積曲線を図1に現場土、図2に試験土を示す。団粒土では10~30%粒径で単粒土より高くなったため、均等係数が1に近づく。よって団粒化すると粒径幅は小さくなる。

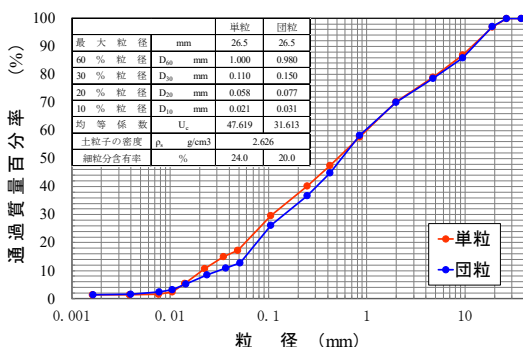


図1 粒径加積曲線(現場土)

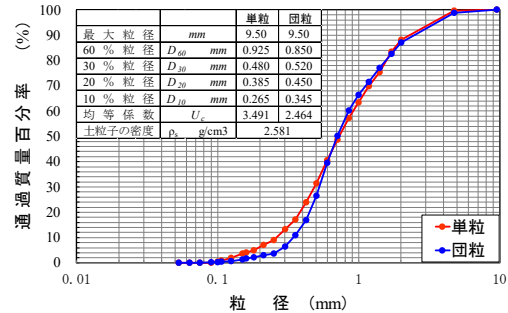


図2 粒径加積曲線(試験土)

3.2 透水性による団粒化材の評価

透水性の評価としてはMeter社のKSATを用いた透水試験を行った。試験土の液状化実験時の透水係数を式(1)のコゼニー式より推定した。水温によって変化する粘性係数を統一するために水温10℃で考え、土粒子の直径は20%粒径 ( $D_{20}$ ) を使用した。図3の赤丸と青丸を塗りつぶしているのは今回の推定値である。透水係数の値から単粒は微細砂、団粒は細砂の透水係数に近い値になった。

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} C_k \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \times \frac{1}{10^4} \quad (1)$$

ここに、 $\gamma_w$ : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>),  $k$ : 透水係数(m/s),  $\eta$ : 水の粘性係数(Pa・s),  $e$ : 間隙比(-),  $C_k, D_s$ : 土粒子の直径(cm)とする。

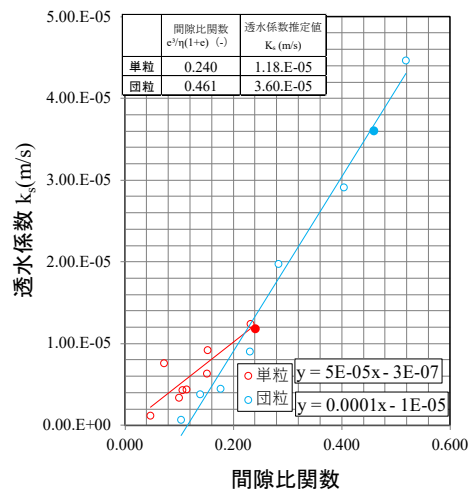


図3 透水係数と間隙比関数

### 3.3 液状化実験による団粒化材の評価

液状化実験は図4で現場土、単粒（右）と団粒（左）に試料を入れるが、比較を行うために発泡スチロールで水槽を区切った。水圧計と加速度計を水槽裏面に設置した。また地盤の設計は東京都品川区の道路占用配置基準<sup>1)</sup>の水道管を参考にした。Hは水圧計から求めた水位で水位差から過剰間隙水圧を計算する。水の単位体積重量は計算上考えなかった。

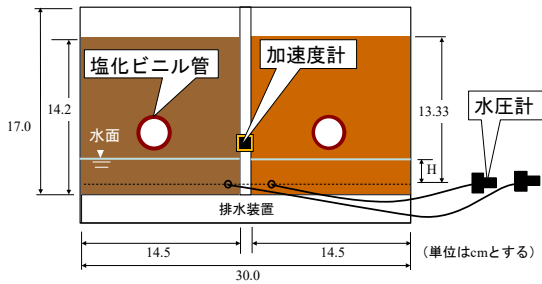


図4 模型裏面

液状化実験は約120秒で計測した。振動は25mmの振幅で図5に示すように過剰間隙水圧は加速度の変化とつながりがあり、40~100秒の時は団粒土では徐々に減少している。しかし単粒土では過剰間隙水圧比の増減があり、過剰間隙水圧が1を超えたため、加振後6秒と加振後23秒の時の管の動向を動画から抽出した（図6）。

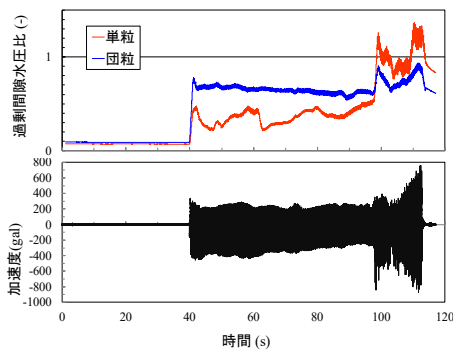


図5 過剰間隙水圧と加速度の変化

図6は管の位置を示す三角形のシールを張ったことでどれだけ離れたか数値的に表せる。結果、管は単粒と団粒どちらも動いているが団粒の地盤では埋設管の浮き上がりが少ないという結果となった。また図7に液状化実験後の地表面を示す。団粒土で過剰間隙水圧比が1を超えなかったのはきれいな水を排水したためと考える。

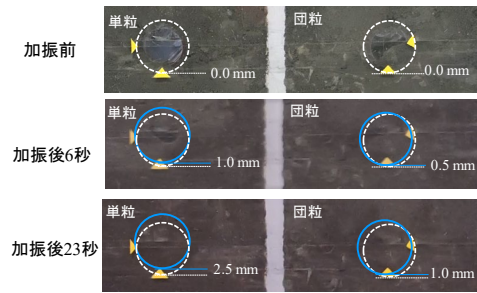


図6 過剰間隙水圧による管の動向



図7 液状化実験後の地表面

### 4.基準

現場発生土を使った埋設管の基準を調べた。役所では名古屋市の基準（表1）を見つけた。基準との比較としてはCBR試験での方法の違いとコーン指数の締固め回数の違いがあった。細粒分含有率は団粒化したため24→20%と基準に差ができた。

表1 現場土と名古屋市の基準との比較

試験項目	試験方法	試験結果	愛知県名古屋市（現場発生土）
① 粒度（細粒分含有率）	JIS A 1204	細粒分約20%（0.075mm未満）	75μm通過質量百分率25%以下
② 最大粒径		26.5mm	50mm以下
③ CBR	JIS A 1211	8.6%（修正CBR） 10.1%（3層67回）（設計CBR）	8%以上（発生土CBR）
④ コーン指数	JIS A 1228	1191.2kN/m <sup>2</sup> 以上（3層42回の締固め） 1025.3kN/m <sup>2</sup> 以上（3層17回の締固め）	800kN/m <sup>2</sup> 以上（1層25回の締固め）
⑤ その他	-	-	-

### 5.おわりに

本研究の結果以下のことが得られた。団粒土では細かい粒径のまとまりと間隙比関数から透水性の向上。液状化実験では、水槽上部に排水することで管の移動が単粒土より少なかった。周波数を上げて過剰間隙水圧比 1 を超えていない団粒土は液状化を抑制したと考えられる。

### 参考文献

- 1)東京都品川区： ”道路占用許可基準および道路占用物件配置標準”，p.35, 2016.3.
- 2)愛知県名古屋市： ”埋戻材として利用する建設発生土及び改良土特記仕様書”，p.35, 2018.4.