

中間土からなる人工埋立地盤の砂杭拡径による締固め改良

名古屋大学 国際会員 山田英司, 中野正樹, 野田利弘, 浅岡顕

1 はじめに

人工の海上埋立地盤は、埋め立てたそのままの状態では一般に土の間隙比が大きく、このため圧縮性が高く強度は低いため、社会基盤施設の基礎としての地盤の性能を発揮できない。そのために必ずと言ってよいほど地盤の密度増加を図る地盤改良が行われる。従来、この地盤改良の設計においては、便宜的に地盤材料を粘土と砂に分けて取り扱ってきた。すなわち砂は、微小振幅の繰返し載荷（繰返しせん断）によって、平均有効応力の増加なくして、大きな密度増加を図ることができる（締固め材料）¹⁾。むしろ大荷重・単調載荷による平均有効応力の増加は、砂の密度増加にはまったく有効でない。ところが粘土は、大荷重による単調載荷を長く継続して、圧密させて平均有効応力を増大させるのが、密度増加を図る（プレロード工など）ほとんど唯一の方法であり、砂のように締め固めることはできない（圧密材料）。砂と粘土では、密度増加を図る方法が全く異なる。

図-1 は、第三紀泥岩岩砕を地盤材料として用いて造成された人工埋立地盤の粒径分布の一例を示す。この埋立地盤はいわゆる「中間土」地盤に分類される。今まで中間土は、砂や粘土と違い構成式や設計法が十分に確立されていなかったから、火力発電所の建設に先立って、詳細な地盤特性の把握が求められた。本論文の目的は、(1) 埋立地盤を構成する中間土の力学特性を、塑性変形の進展に伴う土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の発展・消滅を記述することができる SYS カムクレイモデル²⁾を土の弾塑性構成式に用いて明らかにするとともに、(2) 砂杭打設と砂杭径の拡幅^{3),4)}によって中間土埋立地盤がどのように改良されるかを調べることである。そのための有限要素計算では、SYS カムクレイモデルを搭載した水～土骨格連成有限変形地盤解析プログラムである GeoAsia（文献 5）などを含む）を用いる。

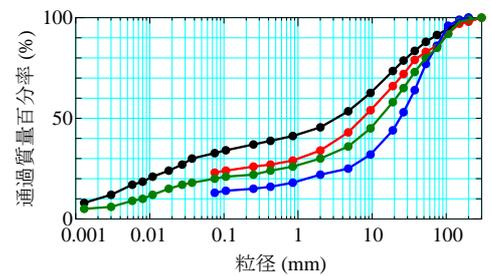


図-1 埋立地盤材料の粒径分布

2 埋立地盤材料の材料特性と原位置の状態の推定

(1) 材料定数の決定

粒径 300mm 以下の第三紀泥岩岩砕が海中投入された埋立地盤から採取した地盤材料を用いて、試料 A（再構成試料：泥岩塊を 250 μ m 以下の粒径に粉碎し、液性限界の 2 倍程度の含水比で練返してスラリー状にした後、鉛直応力 196kPa で一次元圧密した試料）と試料 B（泥岩岩砕試料：埋立地盤の状態を近似するため粒径 9.5mm 以下の粒径の泥岩岩砕を水中落下法によって作製した試料）を作製し、標準圧密試験と側圧一定非排水三軸圧縮試験を行った。これらの試験結果を軸対称条件下の一樣変形場における SYS カムクレイモデルの応答によって再現できるように材料定数を決定した（表-1）。表-2 は、せん断開始時の初期状態を示す。なお、計算におけるせん断開始時の初期状態は、供試体の作製から試験機へのセットまでの過程（応力履歴）を計算することによって決め

表-1 埋立地盤材料の材料定数

<弾塑性パラメータ>		<発展則パラメータ>	
圧縮指数 λ	0.18	構造劣化指数 a	2.5
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.024	構造劣化指数 b	0.8
限界状態定数 M	1.5	構造劣化指数 c	2.0
NCL の切片 N	2.3	正規圧密土化指数 m	0.2
(at $p' = 98.1\text{kPa}$)		回転硬化指数 b_r	0.2
ポアソン比 ν	0.3	回転硬化限界定数 m_b	0.45

表-2 せん断開始時の状態

	再構成試料		泥岩岩砕試料	
	[A1]	[A2]	[B1]	[B2]
拘束圧 p' (kPa)	24.5	285.0	24.5	155.0
比体積 $v = 1 + e$	2.29	2.10	2.46	2.23
構造の程度 $1/R^*$	1.05	1.05	3.20	3.20
過圧密比 $1/R$	4.40	1.10	5.80	2.55
異方性の程度 ζ	0.33	0.31	0.00	0.00

た。図-2 に三軸試験結果とSYS カムクレイモデルの応答による再現を示す。図-2 より、計算結果は実験結果を十分に再現できている。せん断開始時の状態を、泥岩岩砕試料は再構成試料よりも構造が高位で過圧密が大きいとして、同じ材料定数(弾塑性パラメータと発展則パラメータ)を用いることで、再構成試料と泥岩岩砕試料のせん断挙動の違いを表現できる。

(2) 原位置の状態の推定

図-3 は、埋立地盤の地盤調査による土粒子の密度 ρ_s 、湿潤密度 ρ_t 、含水比 w 、間隙比 e の深度方向分布を示す。多少のばらつきはあるが、間隙比 e は深度方向にほぼ一様に分布している。この調査結果から、埋立地盤の原位置での間隙比は $e=1.2$ 、土粒子の密度は $\rho_s=2.63\text{g/cm}^3$ とした。本論文では、比体積 $v(=1+e)=2.2$ 、側圧係数 $K_0=0.8$ 、構造の程度 $1/R^*=5.0$ 、異方性の程度 $\zeta=0.23$ が埋立地盤の深度方向に一様に分布すると仮定し、土被り圧に応じて過圧密比 $1/R$ の分布を決定した。図-4 は推定した埋立地盤の状態の分布を示す。埋立地盤は構造高位で上部ほど過圧密が大きい地盤であることが分かる。また、現場試験データから埋立地盤の透水係数を $k=1.0\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ に設定した。

図-5 は、埋立地盤の深さ3m 付近からシンウォールサンプラーによって採取された試料の非排水三軸試験結果の一例である。サンプリングによる乱れを微小応力振幅の排水繰返しせん断によって表現し、100kPa まで等方圧密した後に非排水せん断過程を計算すると、サンプリング試料

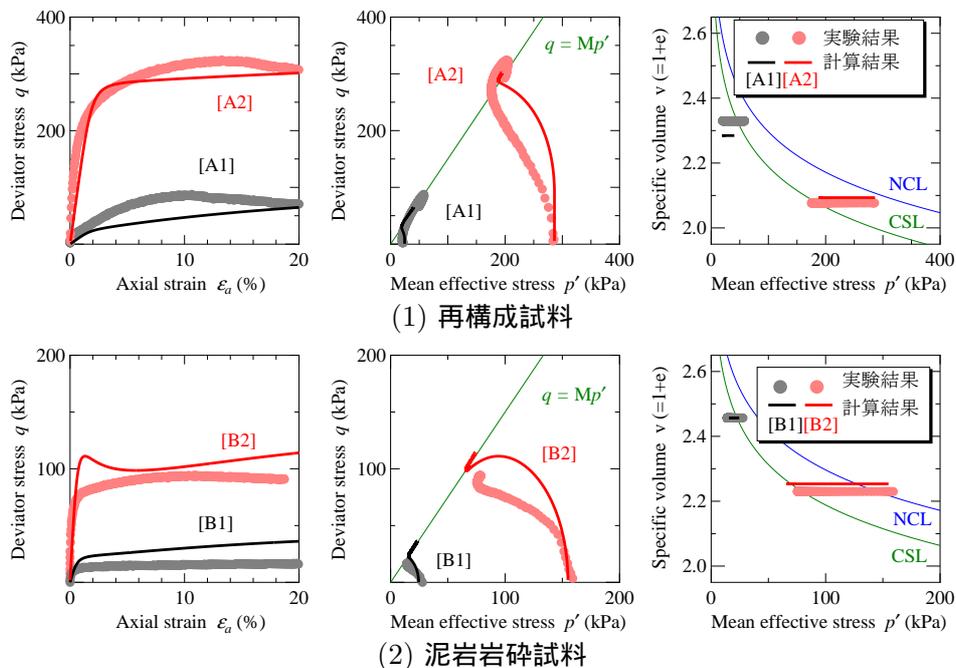


図-2 三軸試験結果とSYS カムクレイモデルによる再現

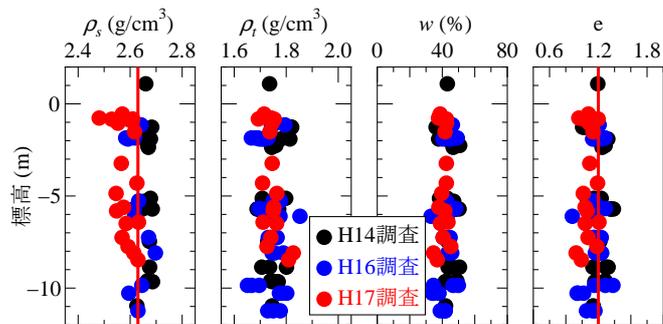


図-3 地盤調査

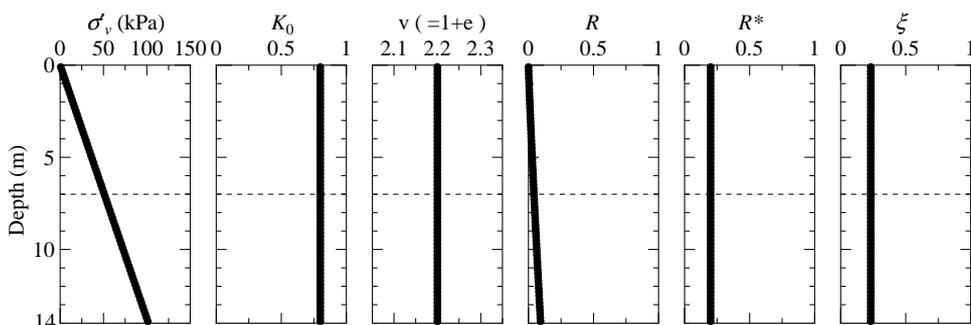


図-4 埋立地盤の原位置の状態

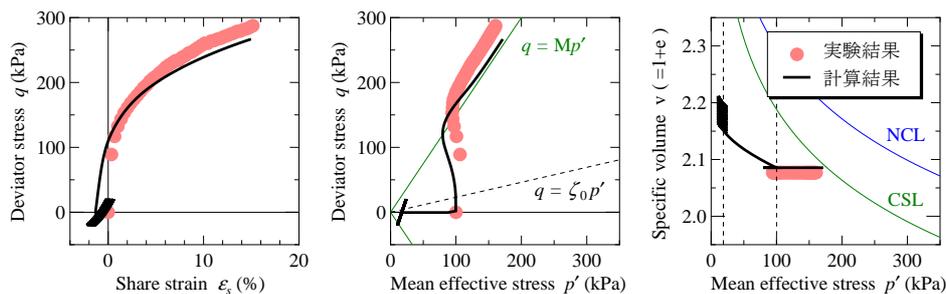


図-5 シンウォールサンプラーによって採取された試料のせん断挙動

のせん断挙動を十分に再現できることが分かる。

(3) 材料特性の把握

砂と粘土と比較しながら埋立地盤材料(中間土)の一樣変形場における構成式応答によって材料特性を調べる。深度7mから理想的にサンプリングした埋立地盤材料を想定する。サンプリングは地表面まで乱すことなく瞬時に行われたと仮定し、非排水除荷で表現する。砂,中間土,粘土の拘束圧は $p'_0=44.7\text{kPa}$ に揃えている。砂は相対密度 $D_r=1\%$ のゆるい砂を想定し、粘土は構造を有した過圧密粘土を想定している(砂と粘土の材料定数は文献2),6参照)。図-6は砂,中間土,粘土の非排水せん断応答を示す。ここで、せん断に伴う構造 (R^*), 過圧密 (R) の変化 ($R, R^* \sim$ せん断ひずみ ε_s 関係) に注目する。 R^*, R が1に近づくほど、構造は劣化/破壊, 過圧密は解消することを表す。砂は、構造の劣化/破壊が過圧密の解消より早く進展する材料であり、粘土は逆に、過圧密の解消が構造の劣化/破壊より早く進展する材料である1),2)。これらに対し、本論文で対象とした中間土は、構造の劣化/破壊と過圧密の解消が同時に進展し、またそれらの速さは、砂と粘土の中間の速さである。

以上のような構造の劣化/破壊, 過圧密の解消の特性を

示す中間土の材料特性を調べるため、微小応力振幅による排水繰返しせん断応答と一次元圧縮応答を計算し、砂、粘土と比較した。図-7は、応力振幅20kPaを50回与えた時の砂、中間土、粘土の排水繰返しせん断応答を示

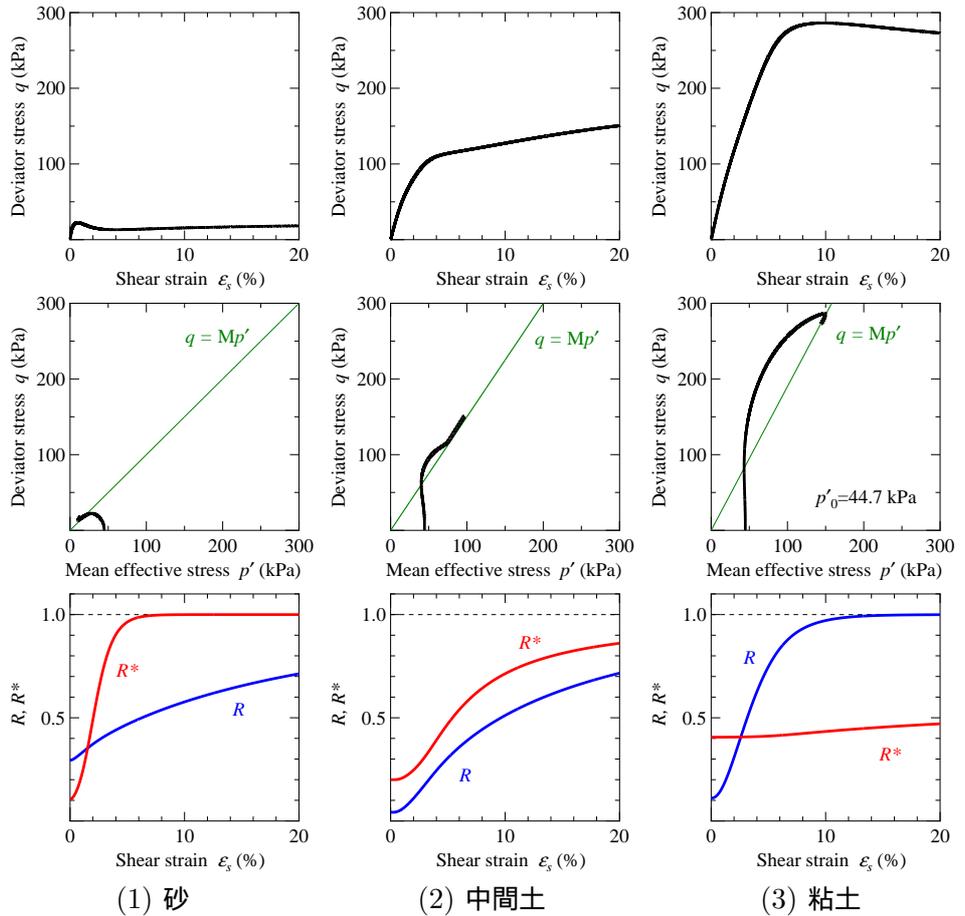


図-6 非排水せん断応答

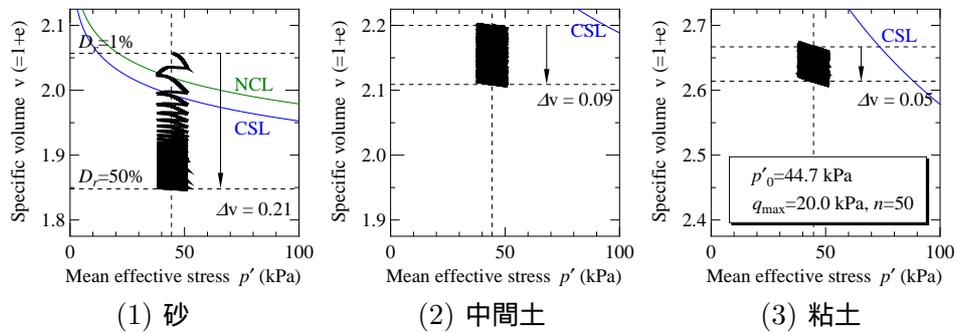


図-7 排水繰返しせん断応答(締固め挙動)

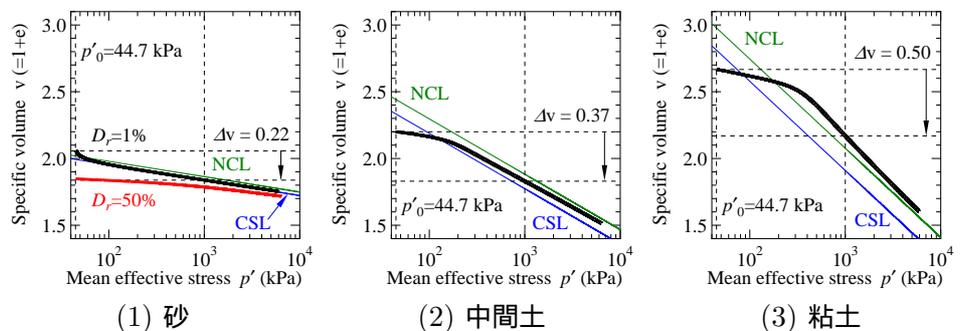


図-8 一次元圧縮応答

す。図-8は、砂、中間土、粘土の一次元圧縮応答を示す。砂は、微小振幅の繰返し載荷（繰返しせん断）によって、平均有効応力の増加なくして、大きな密度増加を図ることができる（締固め材料）¹⁾。むしろ大荷重・単調載荷による平均有効応力の増加は、砂の密度増加にはまったく有効でない。ところが粘土は、大荷重による単調載荷を長く継続して、圧密させて平均有効応力を増大させるのが、密度増加を図る（プレロード工など）ほとんど唯一の方法であり、砂のように締め固めることはできない（圧密材料）。砂と粘土では、密度増加を図る方法が全く異なる。本論文で中間土の一例として取り上げた埋立地盤材料は、砂ほどではないが「締固め材料」としての材料特性を示し、また粘土ほどではないが「圧密材料」としての材料特性も示す。

3 砂杭拡径による中間土埋立地盤の締固め改良の水～土連成計算

(1) 計算条件

中間土の締固めの初期値・境界値問題の例として、静的 SCP 工法⁷⁾による地盤改良の計算^{3),4)}を行う。静的 SCP 工法は、地盤に打設した砂杭を拡径することによって地盤を改良する。図-9は砂杭配置を示す。半径 $r_0=20\text{cm}$ のケーシングパイプを所定の深さまで貫入した後に、ケーシングパイプの「引上げ」と「打戻し」を地盤深部から繰り返すことによって半径 $r=35\text{cm}$ の砂杭が地盤深部から造成される。砂杭の陸上施工では実際には有り得ないが、最も簡単な最も簡単な条件として隣り合う砂杭の同時施工を仮定し、砂杭1本の造成過程を軸対称条件下で計算する。計算領域は、改良対象の杭周地盤である。図-10は、砂杭間隔 $a=2\text{m}$ （計算領域 $a/2=1\text{m}$ ）の場合の有限要素メッシュと境界条件、水理条件を示す。以下では、有限要素メッシュ左側を「拡径側」、有限要素メッシュ右側を「杭間中央部」とする。

砂杭造成は、1) ケーシングパイプの打戻しに伴う「拡径」過程と 2) ケーシングパイプの引上げに伴う「除荷」過程の繰り返し、とその後の3)「圧密放置」過程によって再現する。砂杭拡径は、地盤深部から順次与える強制水平変位で表現し、変位速度 0.3cm/sec で 15cm 拡径する。長さ 14m の砂杭1本を造成するのに必要な時間は約 20 分になる。地盤の初期状態には、図-4に示す分布を用いた。計算には、SYSカムクレイモデルを搭載した水～土骨格連成有限変形地盤解析プログラム GeoAaia を用いた。

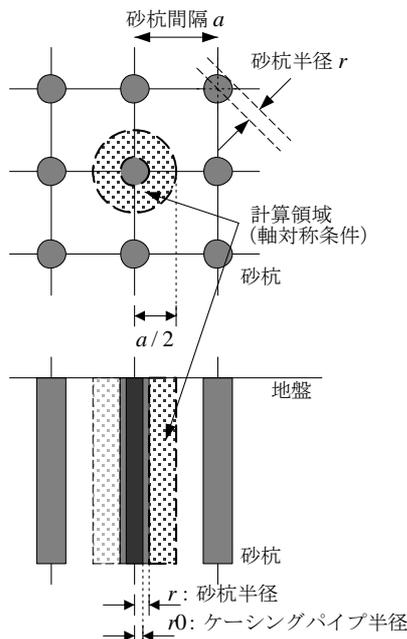


図-9 砂杭配置と計算領域

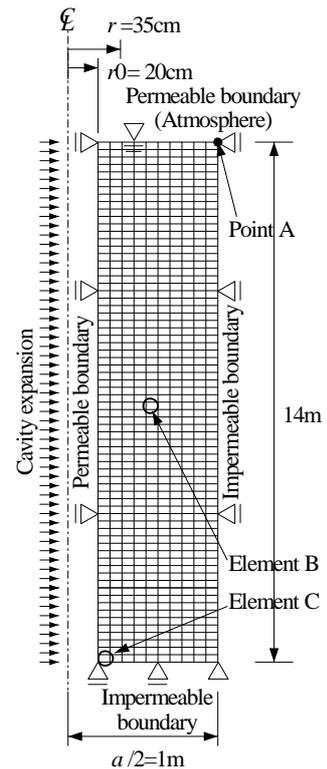


図-10 有限要素メッシュ

(2) 計算結果

図-11は、砂杭拡径による杭周地盤の比体積変化 (Δv) 分布を示す ($\Delta v = v_0 - v(t)$, v_0 : 初期比体積, $v(t)$: 時刻 $t=t$ での比体積, $\Delta v > 0$ は圧縮)。 (ゆるい) 砂地盤では、地盤内でほぼ一様に比体積が変化して締め固まる^{3),4)} のに対し、中間土地盤の砂杭拡径による比体積変化は、拡径側で大きく、杭間中央部で小さくなっている。杭周地盤全体の平均比体積変化は 0.033 で、(ゆるい) 砂地盤の場合より小さい。

図-12, 図-13, 図-14は、それぞれ砂杭拡径による、平均有効応力、構造 (R^*), 過圧密 (R) の分布の推

移を表す。砂杭拡径による地盤改良は、構造が高位で地表面ほど過圧密が大きい埋立地盤を地盤内の拘束圧を高くしながら構造が低位で若干過圧密な地盤に変えることが分かる。

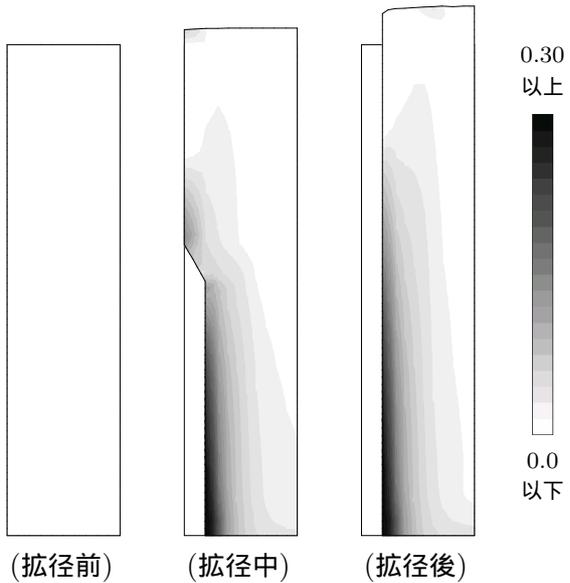


図-11 比体積変化 (Δv) 分布 ($a=2m$)

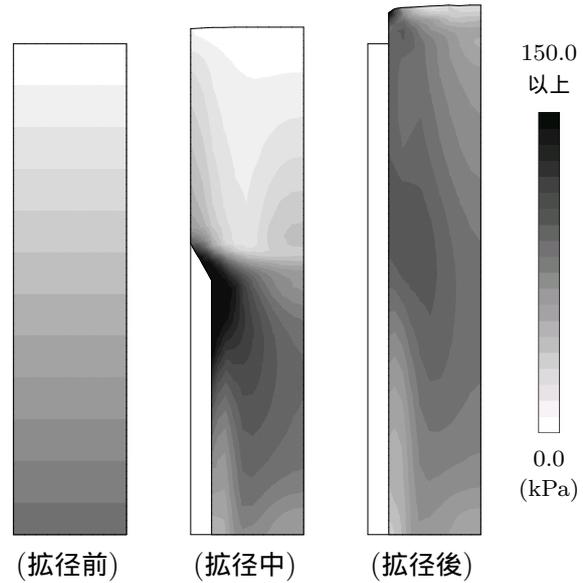


図-12 平均有効応力 (p') 分布 ($a=2m$)

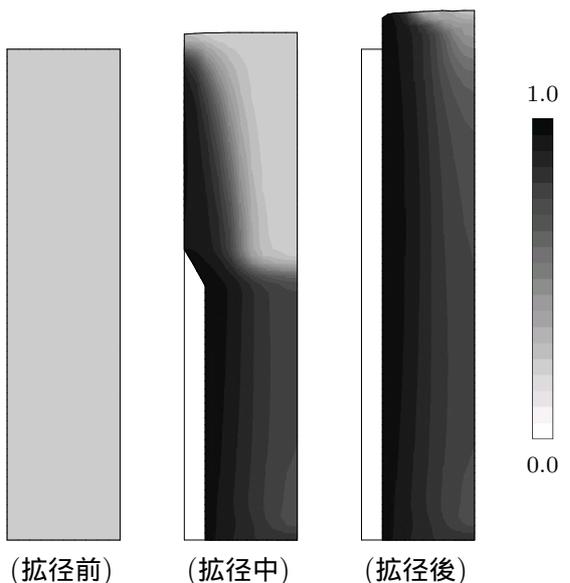


図-13 構造 (R^*) 分布 ($a=2m$)

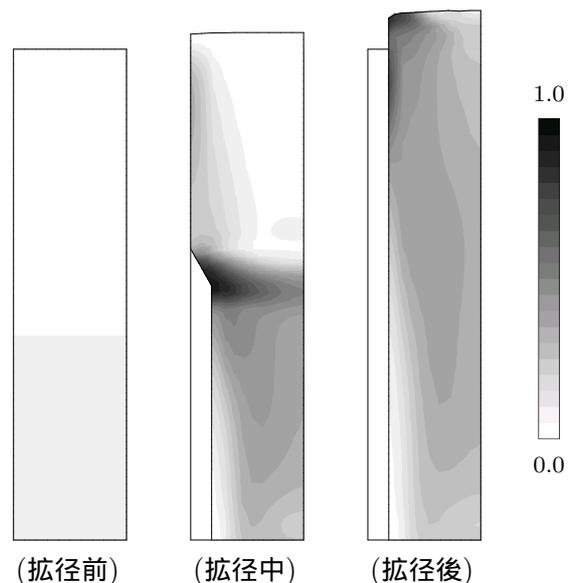


図-14 過圧密 (R) 分布 ($a=2m$)

図-15 は、図-10 中の要素 B における挙動を示す。区間 (a)→(b) では、要素 B より深い部分での「拡径」「除荷」の繰返しによって、構造が劣化/破壊している。しかし、地盤の透水係数が $k=10^{-4}cm/sec$ であるために、非排水せん断に近い条件になり、平均有効応力 p' が減少している。区間 (b)→(c) では、 p' 、 q を増加させながら、若干圧縮しているが、膨潤線に沿った圧縮量よりも小さい。この区間では、構造の劣化/破壊よりも過圧密の解消が卓越している。したがって、土骨格は塑性膨張する方向に働くので、圧縮量は小さくなる。図-16 は、図-10 中の要素 C における挙動を示す。区間 (a)→(b) では、 p' 、 q を増加させながら、大きく圧縮している。このときの圧縮量は膨潤線に沿った圧縮量よりも大きい。構造の劣化/破壊が過圧密の解消よりも卓越している。したがって、土骨格のは塑性圧縮する方向に働くので、大きく圧縮する。また、区間 (b)→(c) では、過圧密の蓄積が進行し、大きく圧縮する。このように、中間土地盤では地盤内の位置によって挙動が異なるために、図-11 に示すような比体積変化の分布となる。

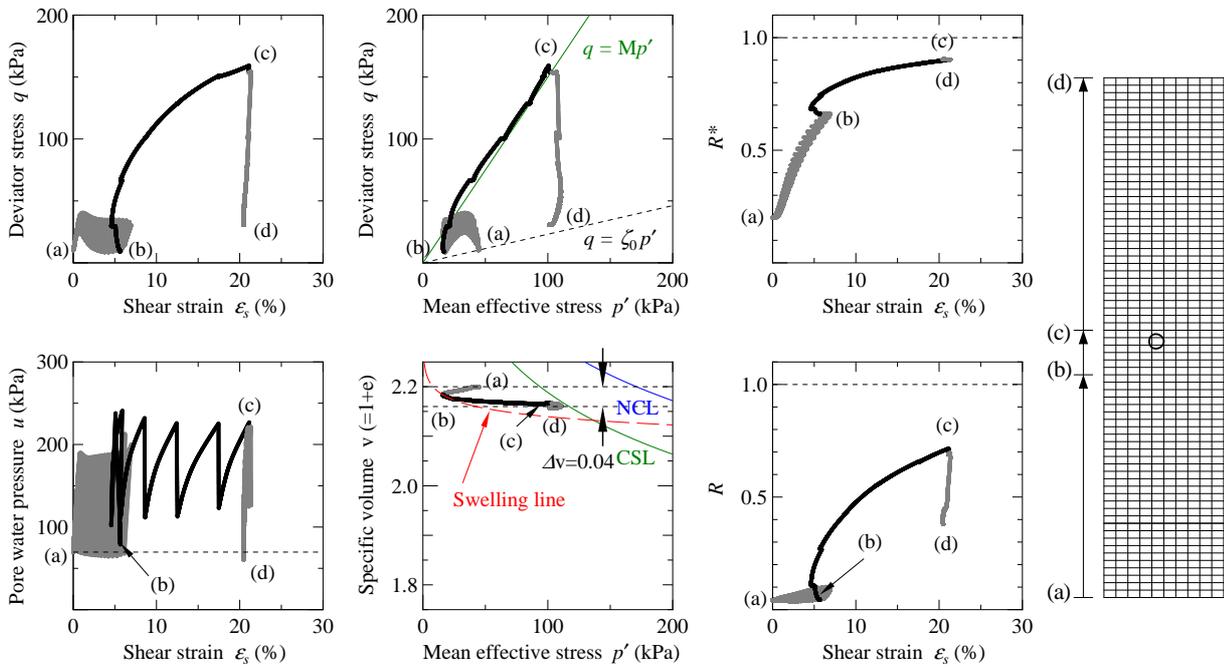


図-15 砂杭拡径時における要素Bの挙動

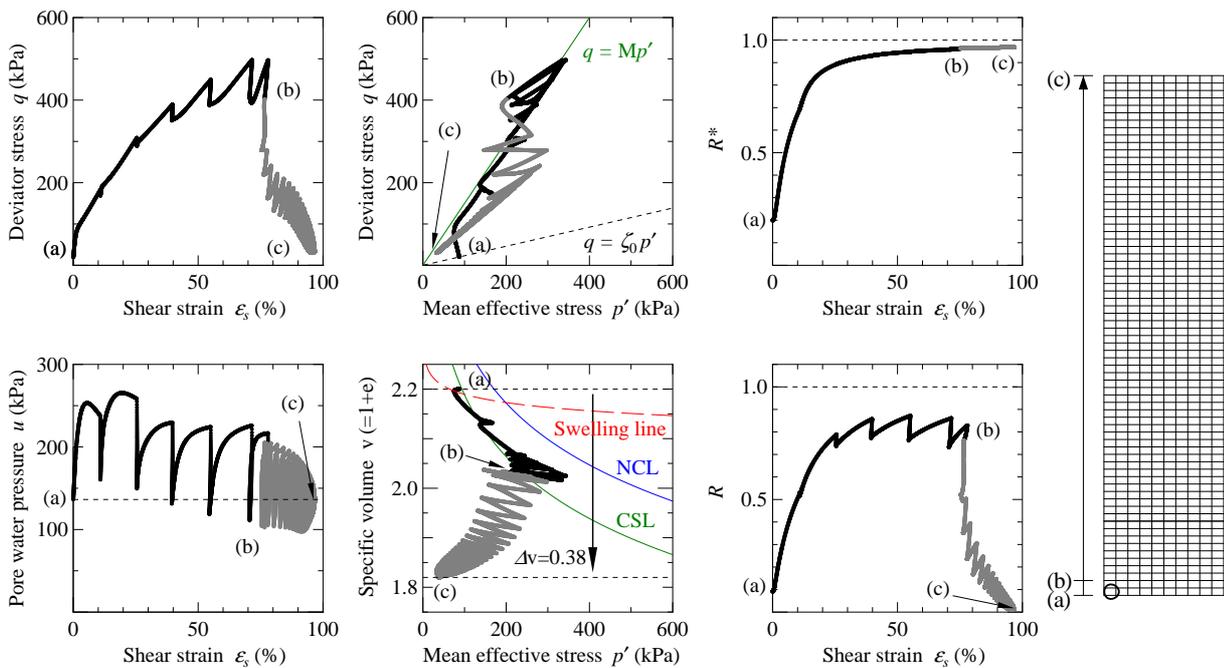


図-16 砂杭拡径時における要素Cの挙動

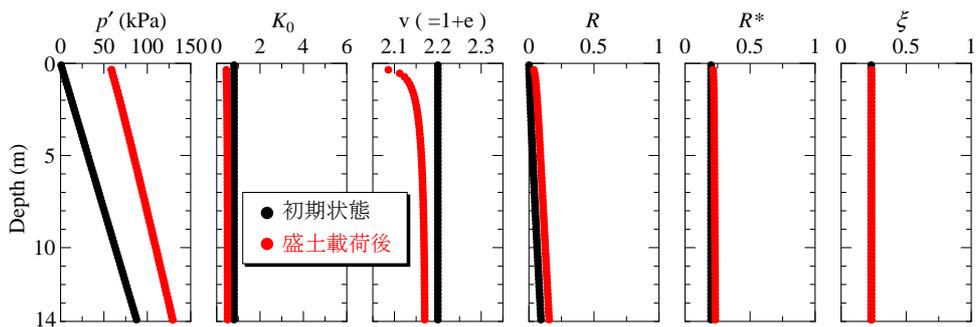


図-17 盛土載荷後の諸量の分布 (盛土高さ $H=5.0\text{m}$)

図-17 は、中間土埋立地盤の地表面に高さ $H=5.0\text{m}$ まで盛土荷重 ($\gamma_t=18.5\text{kN/m}^3$) を一次的に載荷した後の地盤内の状態を示す。中間土埋立地盤を「圧密材料」と捉え地表面に荷重を単調載荷すると、比体積変化は上部ほど大きく、地盤全体での平均比体積変化は 0.04 になる。密度増加の観点からすれば、砂杭間隔 $a=2\text{m}$ で砂杭拡径した場合とほぼ同等の効果が得られる。しかし、構造 (R^*) の分布は初期状態からほとんど変化せず、構造が高位の状態のままである。この状態にさらに外力が作用して塑性変形が進行すると、構造の劣化/破壊に起因する大圧縮を生じる可能性がある。したがって、本論文で取り上げた中間土からなる人工埋立地盤の改良には、地盤深部から構造を劣化/破壊させ、密度増加を図ることができる砂杭拡径による地盤改良が適している。

(3) 改良効果の算定

砂杭拡径の実務では、杭間中央部の N 値によって砂杭拡径による改良効果を評価することが多いが、本論文では、地盤内での応力などの状態を変えないまま、非排水せん断を与えた時の挙動を計算することで評価する。図-18 は、砂杭間隔 $a=2\text{m}$ の場合の杭間中央部の中央深さにある要素に対する非排水せん断応答を示す。中間土地盤の杭間中央部では比体積減少量は小さいため、非排水強度はほとんど向上しない。そこで、図-10 中の要素 B について、拡径後の非排水せん断応答を図-19 に示す。拡径側に近づくほど比体積変化は大きくなるので非排水強度も向上する。このように、砂杭拡径による中間土地盤の締固め改良では、杭間中央部において改良効果を評価できない場合があるので注意が必要である。

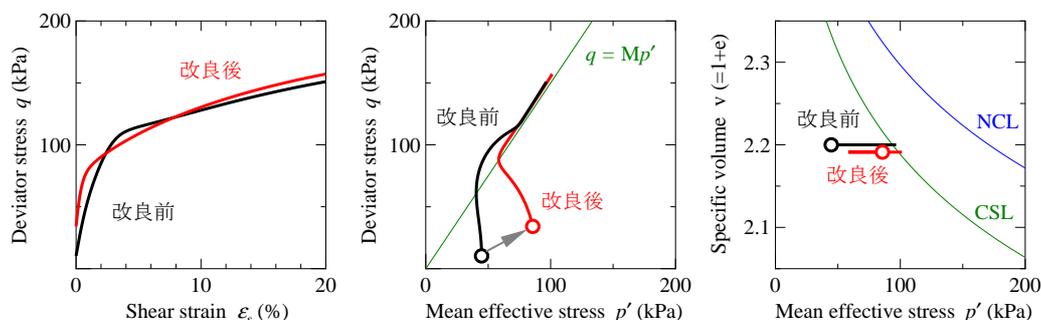


図-18 砂杭拡径によるせん断特性の変化 (杭間中央部, 中央深さの要素)

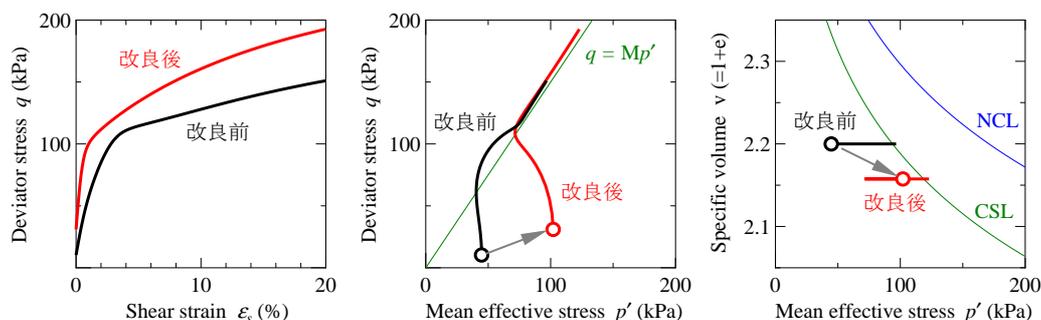


図-19 砂杭拡径によるせん断特性の変化 (要素 B)

表-3 に砂杭間隔を変えたときの改良効果を示す。非排水強度は、杭間中央部の中央深さにある要素の非排水せん断応答を計算したときのせん断ひずみ $\epsilon_s=20\%$ におけるせん断応力 q である。沈下量は、砂杭拡径した杭周地盤の地表面に載荷速度 4.6kPa/day で高さ $H=2.5\text{m}, 5.0\text{m}, 10.0\text{m}$ まで盛土荷重 ($\gamma_t=18.5\text{kN/m}^3$) を一次的に載荷した時の、図-10 中の点 A における沈下量である。また、隆起量は砂杭造成中の点 A における最大値である。砂杭間隔を小さくすると、比体積変化が大きくなり密度増加を図ることができるが、押込力、隆起量は大きくなる。

また、埋立地盤の現地では砂杭間隔を変えた試験施工が行われた。試験施工は、振動を与えて砂杭を締め固める SCP 工法であるのに対し、計算は、振動を与えずに砂杭を締め固める静的 SCP 工法を対象としているが両工法はほぼ同じ効果が得られる。比体積変化と隆起量を比較すると、試験施工での砂杭間隔 $1.2\text{m}, 1.4\text{m}, 1.6\text{m}$,

1.8m は、計算での砂杭間隔 1.52m, 2.0m, 2.4m, 2.8m とほぼ一致している。試験施工では砂杭を 1 本ずつ順次打設するが、計算は砂杭の同時施工を仮定した軸対称条件下で実施しているため、試験施工と同じ砂杭間隔では実際よりも拘束が強くなる。そのため計算では試験施工よりも大きな砂杭間隔で、比体積変化、隆起量、押込力が等しくなると考えられる。

表-3 砂杭間隔が改良効果に及ぼす影響

計算結果						試験施工		
砂杭間隔 a (m)	最大押込力 (kN)	比体積 変化	隆起量 (m)	沈下量 (cm)	非排水強度 (kPa)	砂杭間隔 a (m)	比体積 変化	隆起量 (m)
1.52	0.115	1.70	1195.2	1.2	247.8	1.2	0.204	2.00
2.00	0.033	1.12	965.2	1.8	157.2	1.4	0.036	1.11
2.40	0.019	0.76	771.2	2.6	152.2	1.6		0.75
2.80	0.015	0.55	616.8	3.6	152.8	1.8	0.025	0.59
未改良地盤				25.5	151.2			

4 おわりに

水～土連成有限変形計算 (All-Soils, All-States, All-Round Geo-Analysis Integration (GeoAsia) : 文献 5) などを含む) によって以下のことが分かった。

- 1) 本論文で中間土の一例として取り上げた埋立地盤材料は、構造の劣化/破壊と過圧密の解消が同時に進展し、またそれらの速さは、砂と粘土の中間の速さである。また、「締め固め材料」「圧密材料」の両方の特性を示す。
- 2) 本論文で対象とした埋立地盤は、構造高位で上層ほど過圧密が大きい地盤であり、砂杭拡径による地盤改良によって構造低位で若干過圧密な地盤に変わる。
- 3) 砂杭拡径側の地盤では比体積減少が大きく、杭間中央部の地盤では比体積減少が小さいが、地盤全体としては比体積が減少し、砂杭拡径によって中間土地盤は締め固まる。改良効果を地盤のせん断特から評価する場合、杭間中央部では効果が得られないことがある点に注意を要する。
- 4) 砂杭間隔を小さくすると、地盤全体で締め固まるが、地表面の隆起量、施工に必要な押込力も増加する。
- 5) 中間土埋立地盤に盛土荷重を一次的に載荷しても地盤内の密度は増加するが、地盤内の構造の劣化/破壊は生じない。砂杭拡径による地盤改良では、地盤深部から構造を劣化/破壊させながら密度増加させるので、本論文で対象とした中間土埋立地盤の密度増加には、砂杭拡径による地盤改良が適している。

参考文献

- 1) Asaoka, A. (2003): Consolidation of Clay and Compaction of Sand –An elasto-plastic description–, Keynote lecture, Proc. 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al. Singapore, Aug., Vol.2, pp.1157–1195.
- 2) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47–57.
- 3) Noda, T., Yamada, E. and Yamada, S. (2003): Compaction of sandy ground by “static” cavity expansion, Proc. 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al.(eds), pp.509–512.
- 4) Noda, T., Yamada, E., Yamada, S. and Asaoka, A. (2005): A Soil-water coupled analysis on compaction of sandy ground with static cavity expansion, Geotechnical Special Publication No.143, (Eds: J. A. Yamamuro and J. Koseki), pp.269–285.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M and Noda, T. (1994): Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.91–106.
- 6) Noda, T., Asaoka, A. Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M. (2005): Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.45, No.5, pp.41–53.
- 7) Nozu, M., Ohbayashi, J. and Matsunaga, Y. (1998): Application of the static compaction pile method to loose sandy soil, Proc. International Symposium on Problematic Soils (IS-TOHOKU ' 98), Sendai, pp.751–755.