

ソイルセメント改良体打設に伴う 周辺粘土のせん断強度変化

三浦哲彦¹・沈 水龍²・古賀勝喜³・中村六史⁴

¹正会員 工博 佐賀大学教授 理工学部都市工学科 (〒840-8502 佐賀市本庄町1番地)

²学生会員 工修 佐賀大学大学院博士後期課程システム生産科学専攻

³正会員 佐賀大学講師 理工学部都市工学科

⁴正会員 親和テクノ(株) (〒849-0201 佐賀郡久保田町徳万1856-1)

軟弱地盤改良工法の一つとして、柱状のソイルセメント改良体を打設して複合地盤として表面荷重を支える基礎工法がある。柱状改良体を打設する場合に、周辺粘土を乱すことが懸念されることから、鋭敏性の高い軟弱地盤上の土質構造物の安定解析において改良体周辺粘土のせん断強度は無視する、というのが従来の考え方であった。実際には改良体周辺粘土にどのようなことが生じているのかを確かめて、より合理的な複合地盤設計法の確立に寄与するというのが本論文の狙いである。

Key Words: soil-cement column, sensitive clay, shear strength, thixotropy, laboratory and field tests, skin resistance, excess pore water pressure, ion diffusion

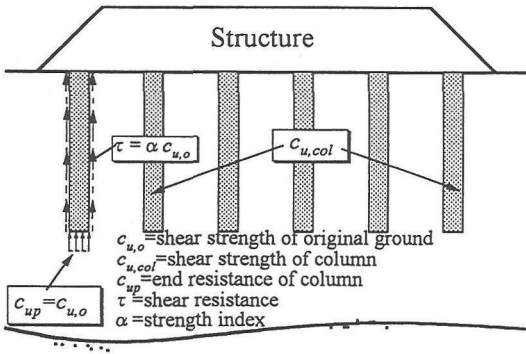
1. はじめに

深層混合処理工法は軟弱地盤改良工法の一つとして広く用いられている。機械攪拌法による場合は、攪拌翼により粘土地盤中にセメントや石灰などの固化材を粉体またはスラリー状で混合して改良体が構築される。改良体の強度は土粒子と固化材の化学反応(水和反応, ポゾラン反応, イオン交換, 団粒化作用, 炭酸化作用, 等)によりもたらされる。これまでの深層混合処理工法に関する多くの論文では、主に改良体の強度増加について論じたものが多かった^{1)~6)}。改良体周辺の粘土の強度については、特に鋭敏性の高い粘土においては機械攪拌に伴う強度低下が懸念されることから、その強度を無視して複合地盤の解析を行うというのが一つの設計の考え方であった⁶⁾。

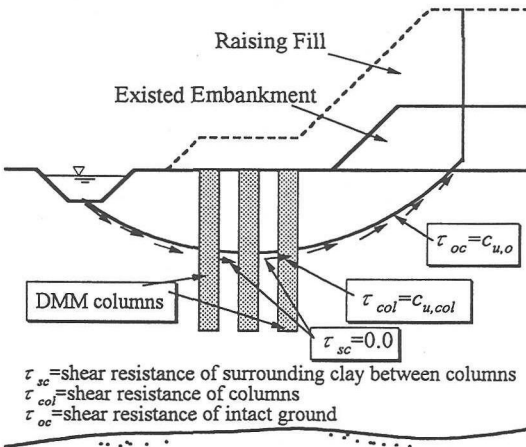
粘土地盤中に打設した杭, サンドコンパクションパイル, ストーンコラム, ソイルセメント改良体等の柱状体の周面支持力を決める場合に、原地盤粘土の非排水せん断強度 c_{u0} を用いるのが普通である。すなわち、周面支持力 τ を定めるのに係数 α を用いて $\tau = \alpha c_{u0}$ が広く使われている。 α は柱状体の形態や地

盤特性を考慮して決められる。鋭敏性の高い有明粘土中に設ける周面支持杭に関しては、数種類の杭について $\alpha = 0.5 \sim 1.2$ の値が示されている⁷⁾。柱状体を施工する時、粘土地盤中には過剰間隙水圧が発生し、周辺地盤に圧密現象を生じさせる。その結果として、粘土地盤の非排水せん断強度は変化することが考えられる。Randolph 等^{8),9)}は円筒拡張理論に基づき、杭挿入による周辺粘土地盤のせん断強度増加について考察した。また、浅岡等¹⁰⁾はサンドコンパクションパイルによるせん断強度増加について論じている。

ソイルセメントや石灰を混合して柱状の改良体を打設する場合においても、周辺粘土のせん断強度に影響が現れることは上記の研究からみて十分起こり得ると推察される。影響要因としては機械的攪拌に伴って周辺粘土は乱され強度低下をきたすこと、改良体打設に伴う間隙水圧上昇で圧密が進行すること、改良体からイオンが溶出して粘土の強度増加が生じること¹¹⁾、などが考えられる。このような現象についての研究は少ないこともあって、改良体周辺粘土のせん断強度を無視する、という便宜的対応がとられたと考えられる。しかし、このことはフローティングタイプで複合地盤基礎を設計する場合には大き



(a) Bearing capacity problem



(b) Stability of embankment

Fig.1 Design approaches of composite ground improved with columns by deep mixing method (DMM)

な問題となる。

複合地盤基礎の問題としては Fig.1 に示すように支持力(Fig.1(a))に関するものとすべり安定(Fig.1(b))に関する問題がある。本研究ではこれらの問題について考察し、ソイルセメント改良体に関する室内実験および現場試験施工に基づいてフローティング型改良体の周面支持機構を明らかにし、複合地盤のより合理的な設計法の確立に寄与しようとするものである。

2. 実験概要

(1) 室内実験

a) 模型改良体の打設装置

室内実験で用いたのは直径 10cm のソイルセメント改良体を打設できる装置である¹²⁾。Fig.2 に示すよ

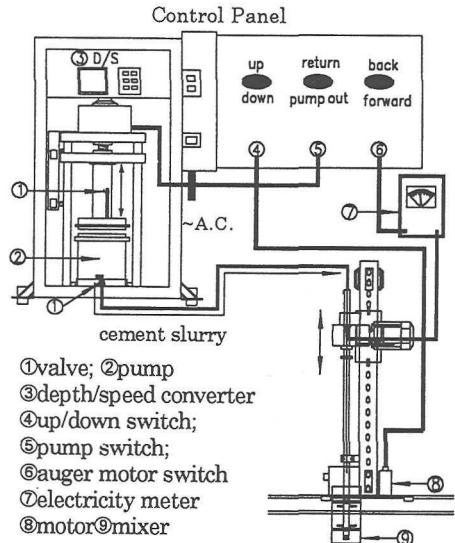


Fig.2 Equipment for making the model column

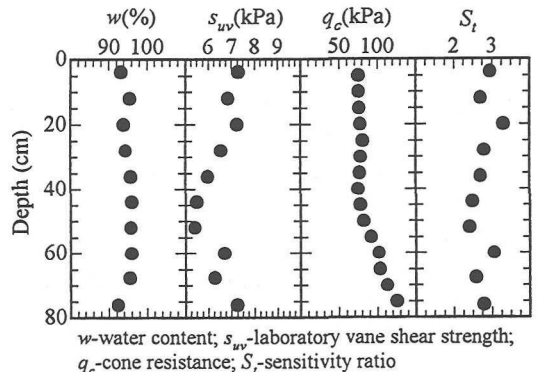


Fig.3 Soil properties after reconstitution in soil tank

うに、コントロール部、スラリー圧入部と攪拌部からなっている。

b) 土槽実験

実験に用いた有明粘土の初期物性値は土粒子の密度 $\rho_s = 2.61 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w_n = 130 \sim 140\%$ 、塑性指数 $I_p = 57$ 、初期電気伝導率 $E_c = 3.4 \sim 4.2 \text{ mS/cm}$ 、 $\text{pH} = 8.4 \sim 9.0$ 、粒度特性(粘土 65%、シルト 31%、細砂 3.5%、砂 0.5%)であった。この有明粘土をよく練り返し、広さ $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ 、深さ 1.0 m のコンクリート土槽に入れ、排水フィルターを上下に敷き、表面荷重 15 kPa の条件で 1 年間放置して、模型地盤を作製した。コンクリート内壁にはシリコングリスを塗って粘土への側面摩擦の影響を減じた。このようにして用意した模型地盤の層厚は 82 cm となり、Fig.3 に示すような物理特性を示した。模型地盤に Fig.4 に示す T1~T5 の改良

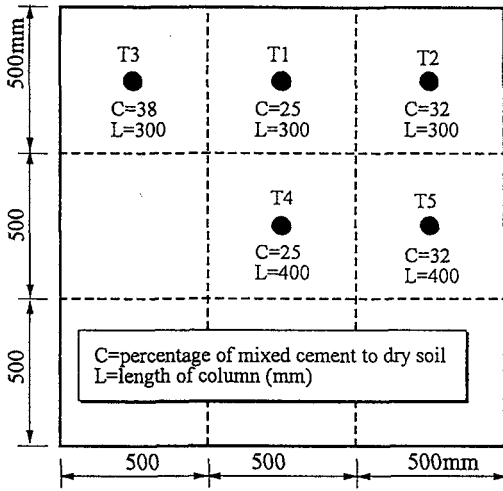


Fig.4 Model soil-cement columns installed in soil tank

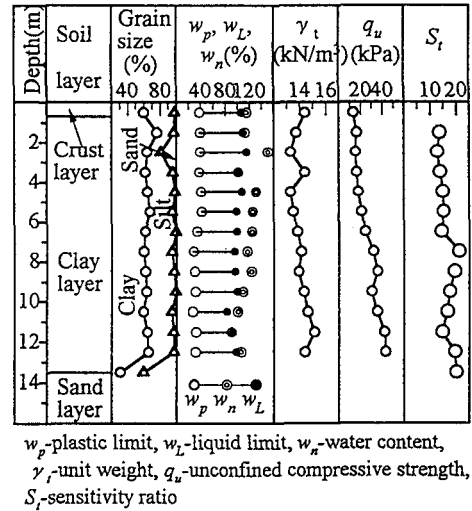


Fig.5 Geotechnical profiles and soil properties *in-situ*

Table 1 Cation concentration, electric-conductivity (*Ec*) and pH in pore water of original ground in the field test (at Ashikari)

Depth (m)	Na ⁺ (meq/l)	K ⁺ (meq/l)	Ca ²⁺ (meq/l)	Mg ²⁺ (meq/l)	<i>Ec</i> (ms/cm)	pH
1~2	45.3	1.7	0.67	4.9	3.2	7.85
2~3	94.8	6.2	1.04	7.2	11.2	8.11
3~4	135.1	3.6	1.31	5.7	15.3	7.92
4~5	203.7	4.6	1.45	7.9	16.3	7.60
5~6	177.3	5.5	1.64	9.1	14.9	8.24
6~7	134.8	7.8	2.11	8.8	13.0	8.02
7~8	112.7	6.1	2.95	7.7	10.8	8.18

体を模型改良体打設装置を用いて作製した。セメントスラリーは水セメント比 80%, 改良体直径は 10cm, セメント配合量と改良体の長さは同図中に示す条件で行った。改良体の打設速度は、貫入時は 0.5m/min, 練り返し時は 0.5m/min (改良体先端部 5cm), 引き抜き時は 1.0m/min であり、攪拌翼の回転速度は 30rpm であった。改良体打設後 28 日間養生し、鉛直載荷試験を行った。その後、改良体周辺粘土の特性を調べた。

(2) 現場試験施工

有明粘土のように鋭敏比の高い粘土地盤においては、改良体施工時において周辺粘土は乱されて一時的に強度低下をきたし、その後強度回復するというシキソトロピー現象が生じる⁷⁾。室内実験においては完全に乱した粘土を用いたのでこの問題は小さ

いが、現場試験施工ではシキソトロピー現象についても注目した。

a) 現場土質特性

佐賀県芦刈町における現場試験地の地盤特性を Fig.5 に示す。上部層(0.0~0.6m)の粘土は間隙比が小さく低含水比の風化土である。その下に 0.6~13.5m にわたって堆積している層は有明粘土である。2~4m の深さには貝殻が多く、その他の部分にも貝殻が含まれているところから海成粘土であることが確認された¹³⁾。この粘土の鋭敏比は 10~25 の値を示した。

Table 1 は、原地盤の間隙水中に溶存している主な陽イオン (Na⁺, K⁺, Mg²⁺, Ca²⁺) の濃度、電気伝導率 (*Ec*), および pH 値をまとめたものである。陽イオン濃度は 3~6m 深さの所で高く、上層と下層で低くなっている。Na⁺濃度が高いのは、現場が河口に近く、堆積時に受けた海水の影響を強く残しているためと

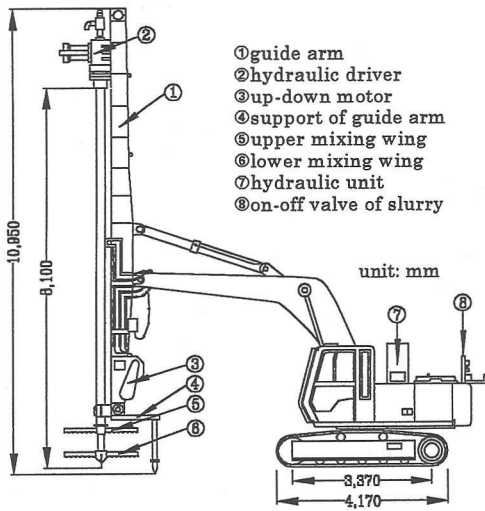


Fig. 6 Slurry double mixing (SDM) machine



Photo 1 Soil-cement columns after construction

考えられる。電気伝導率の深さ方向の分布は陽イオンの濃度分布と同じような傾向を示し、値は河口付近の海水の約半分であった。pH 値は深さによる変化は小さかったが、河口付近の海水の値より幾分高い値を示した。なお、河口で採取した海水の化学特性は $\text{Na}^+=304.3\text{meq/l}$, $\text{K}^+=10.2\text{meq/l}$, $\text{Mg}^{2+}=26.2\text{meq/l}$, $\text{Ca}^{2+}=1.9\sim 4.2\text{meq/l}$, $\text{pH}=7.7$, $E_c=25.4\text{mS/cm}$ であった。

b) 現場施工機械の概要

現場試験施工で使用した機械は Fig. 6 に示したスラリーダブルミキシング工法（略称 SDM）と称する低圧スラリー混合攪拌機である¹⁴⁾。同図に示すように、改良駆動部とコントロール部、スラリー圧入部と攪拌部からなっている。攪拌部は上下 30cm 間隔

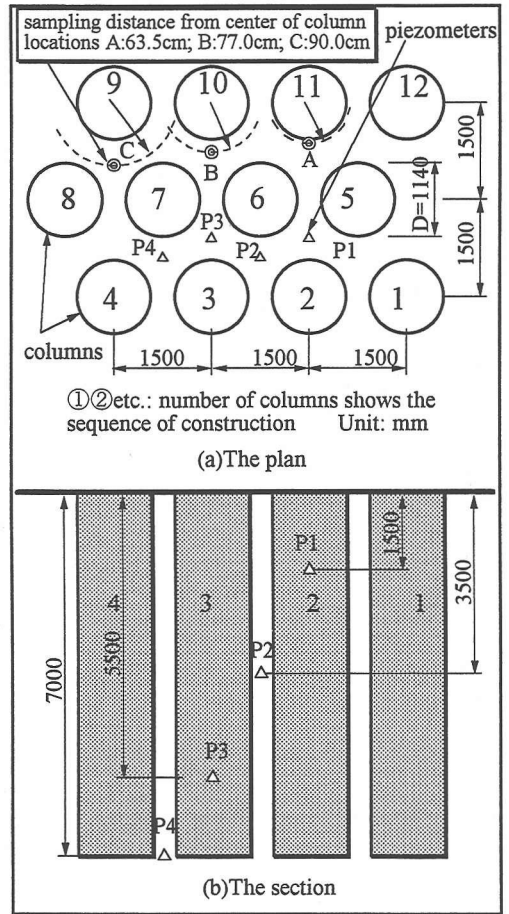


Fig. 7 Layout of columns and instrumentation *in-situ*

の 2 段の攪拌翼で構成されている。圧入圧力は 50~150kPa の範囲でコントロールできる。この施工機の性能と特徴は次のとおりである：改良深度 8m, 攪拌翼長さ 0.6~1.4m, 回転数 60~80rpm, 最大改良速度 3.6m/min. 施工時の垂直性を確保するために垂直センサーを用いている。機械の詳しい仕様は文献¹⁴⁾に示した。

c) 試験施工の概要

有明海に注ぐ六角川河口の堤防付近において 1996 年 7 月に試験施工を行った。改良体の直径は 1.14m, 1.5m ピッチの千鳥配列、面積改良率は 50%, 長さは 7.0m のフローティング方式で打設した。固化材として水セメント比 100%, セメント配合量 22% のスラリーを攪拌混合した。固化材は市販のポルトランドセメントを用いた。セメントの化学構成は $\text{CaO}=60.2\%$, $\text{MgO}=1.5\%$, $\text{SiO}_2=19.3\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3=4.4\%$, $\text{Fe}_2\text{O}_3=2.5\%$, $\text{SO}_3=7.4\%$, 強熱減量 3.6%, 不溶残分

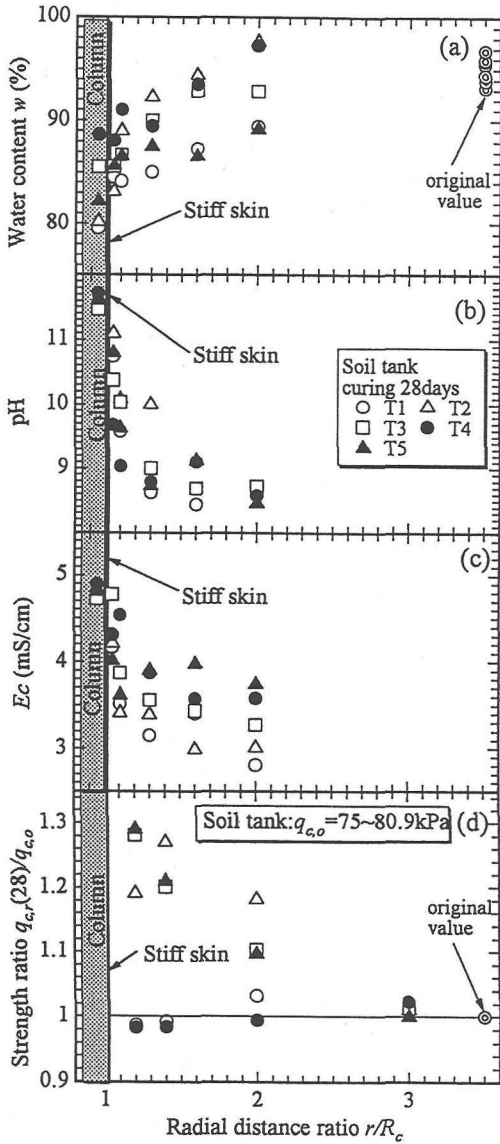


Fig.8 Variation of soil properties of clay after column installation in the laboratory tests

0.2%, その他 0.9%。セメントスラリーは現場付近のクリーク水を用いて準備した。この水の化学性質は $\text{Na}^+=8.2\text{meq/l}$, $\text{Ca}^{2+}=2.9\text{meq/l}$, $\text{Mg}^{2+}=3.2\text{meq/l}$, $\text{K}^+=1.4\text{meq/l}$, $\text{pH}=7.4$, $E_c=1.5\text{mS/cm}$ であった。施工は 12 本の改良体を順番に打設し、310 分で完了した。改良体の打設速度は、改良体番号 1~8 までは 1.0m/min 、改良体番号 9 から 12 までは 0.71m/min で行った。Fig.7 にこの平面図と断面図を、施工後固化した改良体の様子を Photo.1 に示している。

施工前後に間隙水圧の変化および二重管コーンによる地盤強度を測定した。また土の物理・化学およ

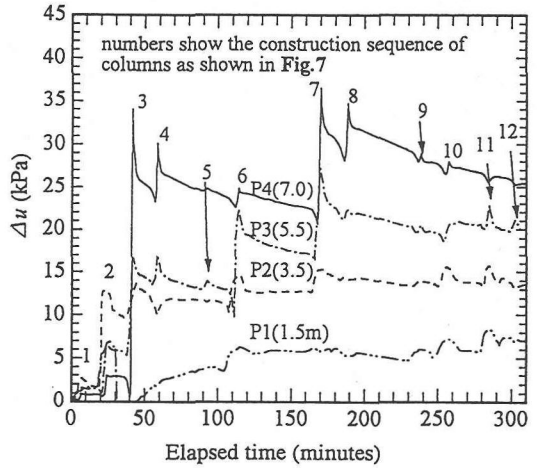


Fig.9 Excess pore water pressures measured during column installation in the field test

び力学特性（室内ベーンせん断と一軸圧縮試験）の変化を調べるために、シンウォールサンプラーで試料を採取した。間隙水圧計は改良体の中心から 90cm 離して 1.5m, 3.5m, 5.5m, 7.0m の各深さに設置した。間隙水圧の基準値を知るために、改良体から 2.8m 離れたところに深さ 5m でダミー水圧計を設置した。サンプリングは Fig.7(a) に示すように、改良体中心から 63.5cm(A), 77cm(B), 90cm(C) の位置において実施した。

3. 実験結果

(1) 室内実験の結果

改良体を設けることによって生じる周辺粘土の特性変化を調べるために含水比、pH、電気伝導率、コーン貫入値（コーン：直径 7mm, 先端角度 30° ）を測定した。それらの結果について以下に述べる。

Fig.8 は改良体を中心として、周辺粘土の半径方向の含水比 (w)、pH、電気伝導率 (E_c) およびコーン抵抗比 ($S_{Rq} = q_{c,r(28)}/q_{c,o}$) の変化を示したものである。ここで、 $q_{c,r(28)}$ は 28 日間養生した後の半径 r におけるコーン抵抗値、 $q_{c,o}$ は改良体打設前の模型地盤におけるコーン抵抗値である。図から見られるように、周辺粘土の含水比は改良体に近いところでは 5~10% の低下を示しており、改良体半径比 (r/R_c) が 2 あたりで一定値になる傾向を示している。これに対して、pH、 E_c 、および S_{Rq} の諸値は改良体表面近傍で特に変化が大きく、改良体からの強い影響を受けていることが考えられる。

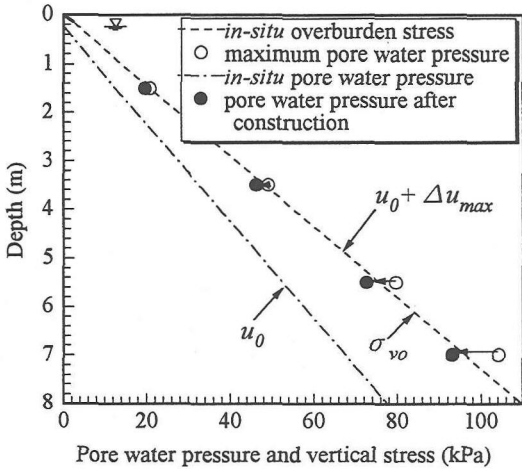


Fig.10 Variation of pore water pressure and the relationship with *in-situ* stress during construction

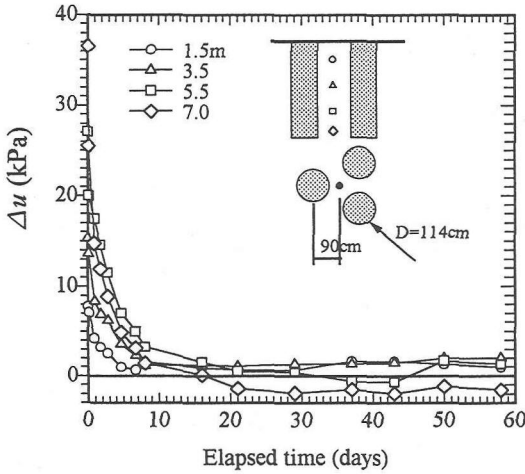


Fig.11 Dissipation of excess pore water pressure after construction

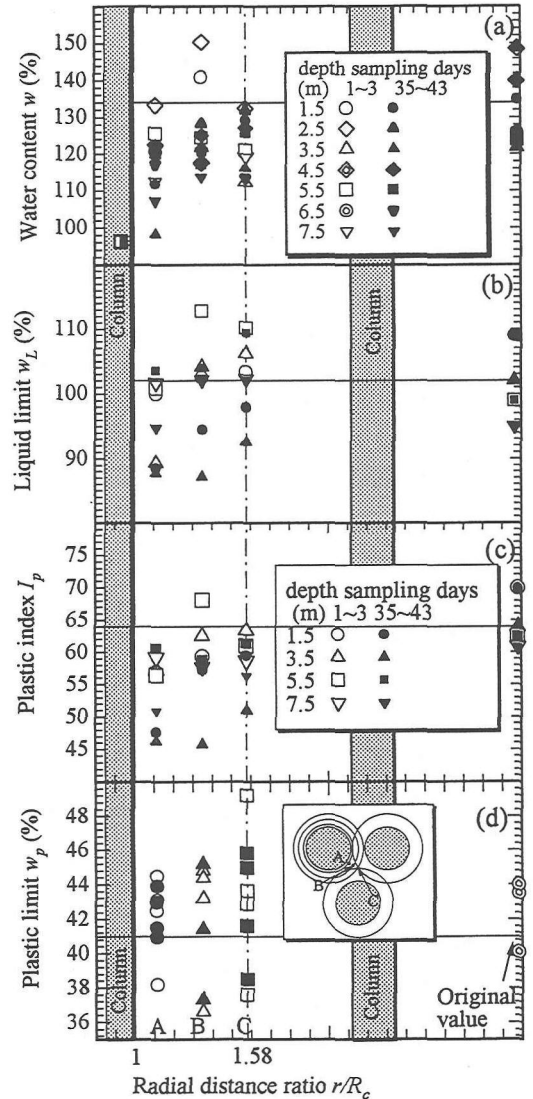


Fig.12 Variation of physical properties after construction in the field test

(2) 現場試験の結果

a) 過剰間隙水圧の増加と消散

12本の改良体を施工した時の各深さにおける過剰間隙水圧 (Δu) の変化は Fig.9 に示すとおりであった。攪拌翼が挿入されているときは Δu は増加し、その先端部が水圧計の位置する深さに達すると Δu は最大となる。 Δu の最大値は 36.6kPa であり 7m の深さで生じたが、この値は Fig.10 に示すように有効土かぶり圧よりも大きい。過剰間隙水圧は始めの 5 分間で急激に低下していき、最大過剰間隙水圧の 20~30% になる。このことは Fig.9 の Δu の鋭い立ち上がりと低下の曲線で示されている。

Fig.11 は改良体施工後の過剰間隙水圧の消散を示している。消散速度は深さで異なり、改良体の中央部に比べて上部と下部における消散が早い。施工後 8 日目の残留間隙水圧はピーク値の 10% 程度であり、16 日後にはほとんど消散した。

b) 周辺粘土の物理・化学特性の変化

改良体を施工した後 1~3 日の間に調べた物理的性質と、同じく 35~43 日後に測定した値を示したのが Fig.12 である。同図から分かるように、改良体を施工したすぐ後では物理特性はそれほど変化しない。1 ヶ月を過ぎた後では、含水比は 5~20% 減少し、液性

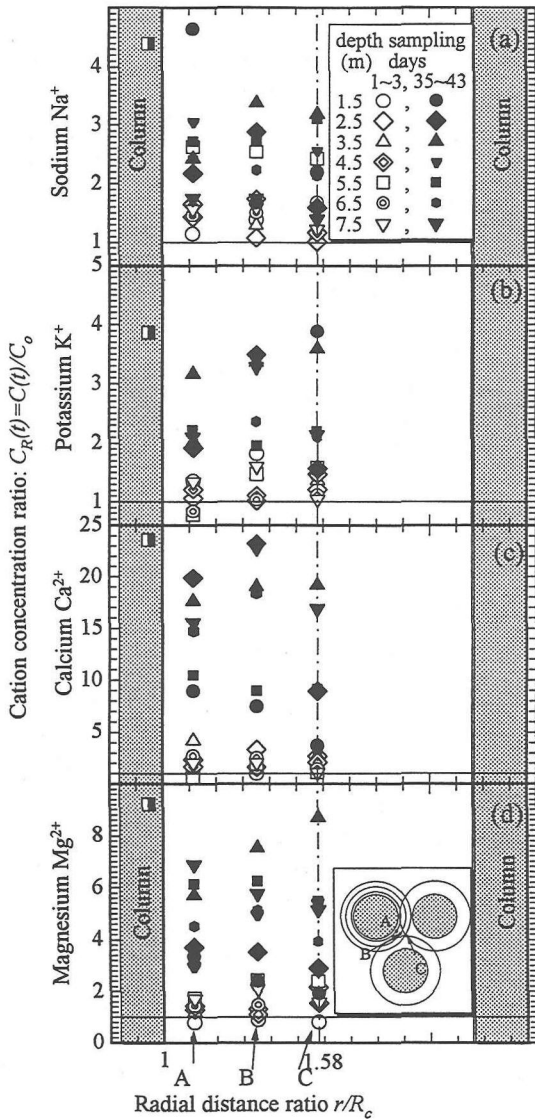


Fig. 13 Ratio of cation concentration after and before construction in the field test

限界と塑性指数も低下する。また、これらの物理的性質は、半径方向に変化し、隣接する改良体の中間あたりで原地盤の値に近づく傾向が認められる。

Fig. 13 に改良体施工後の周辺粘土における陽イオンの半径方向の変化を示している。施工後 1~3 日では明確な変化は認められないが、1 ヶ月後では二価陽イオンは大幅に増加した。例えば Ca^{2+} では 8~20 倍に、 Mg^{2+} では 3~6 倍に増加している。また、一価陽イオンも増加しており、 K^+ は 3 倍に、 Na^+ は 2~3 倍になった。改良体および周辺粘土の電気伝導率 (Ec) の深さ方向の分布と経時変化を Fig. 14 に示し

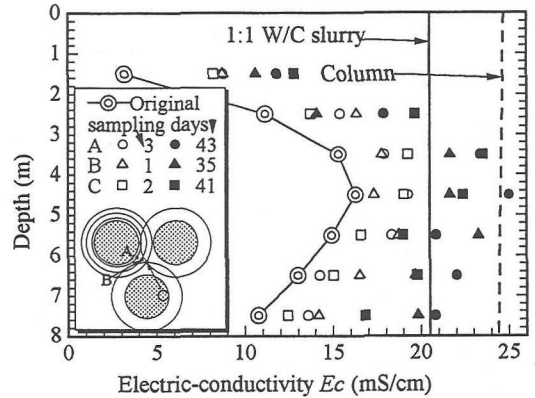


Fig. 14 Variation of electric-conductivity after construction in the field test

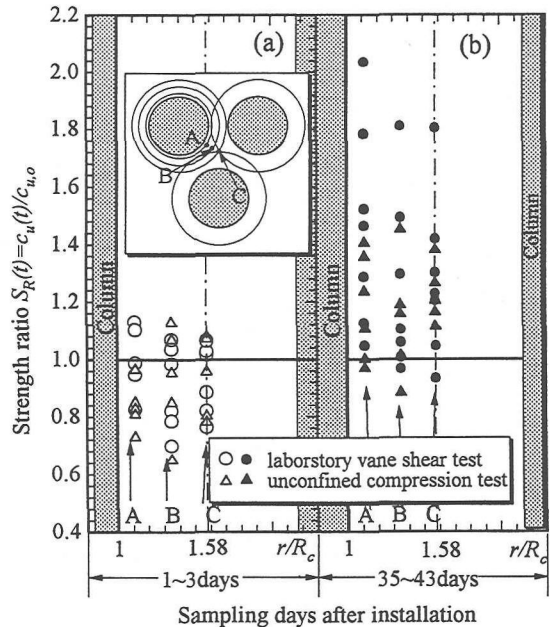


Fig. 15 Variation of strength after construction in the field test

た。 Ec の値は時間とともに増加し、1 ヶ月後には原地盤の値の 3~5 倍となることがわかった。電解質の増加は粘土のシキソトロピー現象を加速する効果のあることが知られている^{15),16)}。

c) 施工後の強度低下と回復

Fig. 15 は改良体施工後の半径方向の粘土の強度比 ($S_R(t) = c_u(t)/c_{u,0}$) を示したものである。ここで、 $c_u(t)$ は施工後 t 日目の非排水せん断強度、 $c_{u,0}$ は施工前の非排水せん断強度である。強度は主に室内ペーンせん断試験 (S_{uv}) で調べたものであるが、一部の試料に対しては、一軸圧縮試験によって強度 (q_u) を調べた。改良体施工直後の周辺粘土の強度低下はおよ

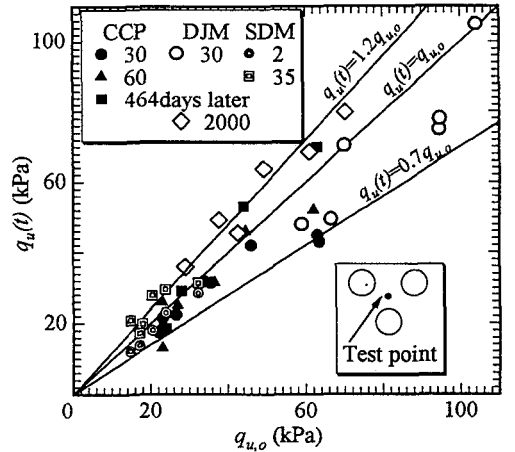
そ40%であり、その強度回復は比較的早い時期から始まった。施工後1~3日での強度比は0.6~1.08の範囲であり、時間とともに増加して、30日後には0.95~2.04(平均1.30)の値になった。以上より、改良体近傍の粘土せん断強度は機械攪拌によって一時低下した後、回復および強度増加を示すことが明らかとなった。

4. 改良体周辺粘土の強度変化に及ぼす要因

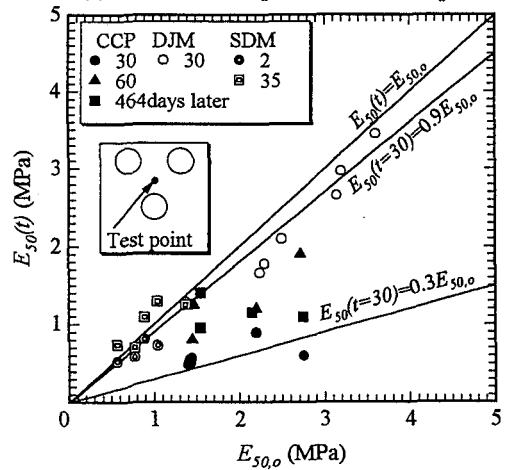
これまでの議論により、改良体の周辺においては粘土の物理・化学的性質、および力学特性はかなり変化することが示された。改良体の表面近傍に生じる固化領域の範囲は改良体半径 R_c の数パーセント程度である^{12),14)}。そこでの改良体と粘土の境界は明確でなく、両者は一体となっている。この領域は攪拌翼で混合する際に固化材の一部が押出されて形成されたものと推察する。この領域の外側に改良体半径の1.5倍から2倍までの範囲でせん断強度が変化する領域が認められる。関係する要因として次の3つが考えられる、第1は、攪拌に伴う強度の一時的低下と回復(シキソトロピー)、第2は機械攪拌と固化材の圧入による周辺粘土中の間隙水圧の上昇~消散に伴う圧密促進、第3は固化材の溶出による粘土への影響である。以下、これらの要因について述べる。

(1) シキソトロピーによる強度変化

攪拌による周辺粘土への影響の度合いは、攪拌混合の方法によって異なってくる。Fig.16は、現場試験の付近で実施した調査の結果を示したものである。高圧噴射(CCP)による攪拌、DJMによる攪拌とSDMによる攪拌ではシキソトロピーによる強度低下および回復に大きな違いのあることが分かる。ここで、3種類の施工方法による改良深さは、CCP13.2m、DJM14.7m、SDM7.0mであった。図から分かるように、一軸圧縮強度に関しては、CCPとDJM、SDMの間に顕著な違いはなく、60日を経過すると大概ね元の地盤強度に近づいている。一方、変形係数 E_{50} については、DJMとSDMにおいては30日後にほぼ元の値に近づいているが、CCPにおいては $t=30$ 日においては元の値の30%、1年を経過してもなお元に戻っていないことが分かる。このような違いは、複合地盤の変形解析を行う場合に重要な意味をもつ



(a) Unconfined compressive strength q_u



(b) Modulus of deformation E_{50}

Fig.16 Recovery of clay strength properties in the vicinity of CCP, DJM and SDM columns

てくる。

(2) 過剰間隙水圧の発生・消散に伴う圧密

周辺粘土中に発生した過剰間隙水圧は、短時間に消散することが Fig.9 で示された。Massarch と Broms¹⁷⁾や Massarch¹⁸⁾は、杭施工時における過剰間隙水圧の発生と急速な消散の理由を円筒拡張理論を用いて説明した。ハイドロフラクチャが周辺粘土に生じ、過剰間隙水圧はその裂け目を通じて消散するという解釈である。

ソイルセメント改良体の施工時には、スラリーの注入により横方向に圧力がかかり、改良体の近傍には水平変位と地表面での隆起を生じる^{2),6)}。その結果、改良体周辺で過剰間隙水圧が発生すると考えられる。Fig.9,10 に示したように測定された過剰間隙水圧の

最大値は現場の有効土被り圧より大きかった。この間隙水圧が消散する過程において改良体周辺粘土は若干の圧密作用を受けることが考えられる。

(3) 固化材の溶出の影響

改良体を打設することによって、改良体と周辺粘土の間のイオン濃度差と間隙水の圧力差は大きくなり、イオンが周辺粘土中へ拡散していく。また、ハイドロフラクチャによる裂け目を通じて、セメントスラリーの一部は流出していくことも考えられる。

粘土の間隙水中における電解質の濃度増加は、既存の土粒子—間隙水—電解質の平衡状態を崩すことになる。過多の陽イオンが負電荷を持つ土粒子表面へ移動する現象については、Mitchell により 5 つのメカニズムで説明できることが示されている¹⁵⁾。陽イオンが土粒子の電気二重層に吸着し、土粒子から遊離した $[Al(OH)_6]^{3-}$ や $[SiO_4]^{4-}$ と反応し、土粒子は団粒化して、粘土の物理性質と力学性質が変化する。

Rajasekaran と Rao¹¹⁾は石灰コラムと石灰注入による周辺粘土の工学性質変化を知るために室内実験を行った。その結果、半径方向にコラム径の 2~4 倍の範囲で粘土強度は 4~8 倍に増加し、圧縮指数は元の値の 1/3~1/4 になったと報告している。

5. 粘土の強度変化に関する考察

(1) 強度変化の成分

改良体施工後における周辺粘土の強度変化は Fig.17 に示すようであり、次式で表すことができる。

$$S_R(t) = S_R(0) + \Delta S_R(1 - e^{-kt}) \quad (1)$$

ここで、

$S_R(t)$: 施工後の t 日目における強度比 $= c_u(t)/c_{u,0}$

$c_u(t)$: 施工後 t 日目における非排水せん断強度

$c_{u,0}$: 施工前の現位置の非排水せん断強度

$S_R(0)$: 施工直後の強度比 $= c_u(0)/c_{u,0}$

ΔS_R : 長期経過後の強度比増分

$$\Delta S_R = (c_u(\infty) - c_u(0)) / c_{u,0} = \Delta c_u / c_{u,0}$$

k : 強度回復速度係数

次に、粘土の乱れの度合いは次式で表すことができる。

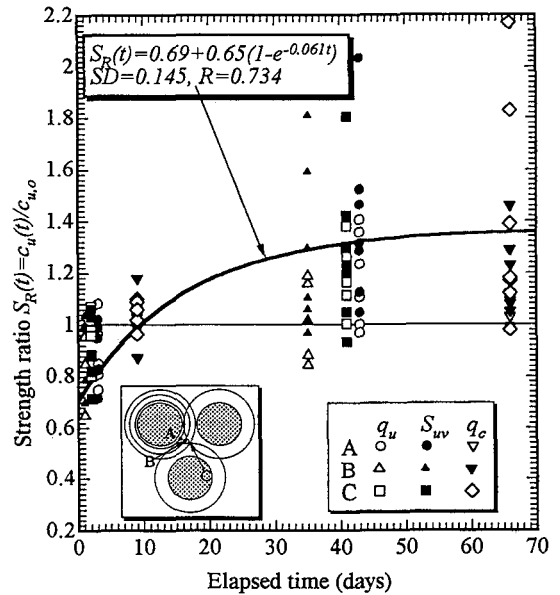


Fig.17 Variation of clay strength in the vicinity of SDM columns

$$D_{dis} = \frac{c_{u,0} - c_u(0)}{c_{u,0}} \times 100\% = (1 - S_R(0)) \times 100\% \quad (2)$$

これによると Fig.7, 17 に示した試験位置の A, B, C の各乱れ度合いは 45.2%, 37.9%, 36.3%となる。長期経過後の強度増分比はそれぞれ 0.851, 0.575, 0.584 である。A, B, C における $S_R(\infty) = S_R(0) + \Delta S_R$ はそれぞれ 1.39, 1.20, 1.22 となる。

地盤改良に伴う周辺粘土の強度回復にはシキソトロピーによる強度変化、過剰間隙水圧の消散による圧密強度増加、および K^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} などの交換性陽イオン溶出による強度増加、などが関係していると考えられる。

(2) 改良体への間隙水の移動

Fig.18 は改良体施工後、深さ 7m の過剰間隙水圧の消散による圧密度の計算値および実測値を示している。ここで、計算値は FEM を用いて軸対称の応力条件で求めたものである。FEM 解析は、カムクレイモデルを用いた連成解析であり、現場粘土の解析パラメータは Table 2 に示している。解析に用いた現場粘土の透水係数は次式で与えた^{19)~22)}。

$$k_h = 2k_v = 8k_{v,Lab} \quad (3)$$

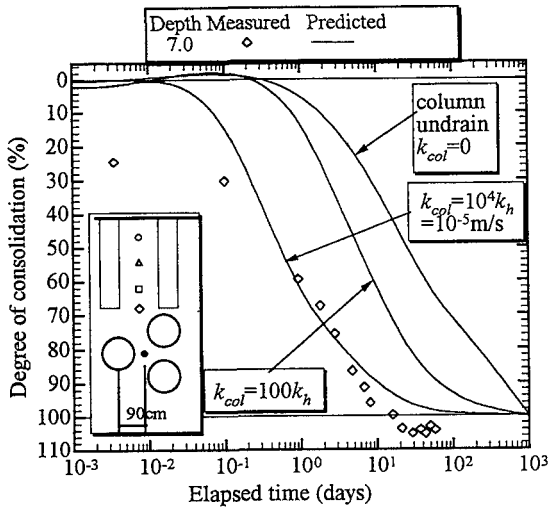


Fig.18 Measured and calculated degree of consolidation in the field test

Table 2 Parameters in FEM analysis

Depth (m)	λ	κ	M	e_0	$k_{v,lab}$ ($\times 10^{-9}$, m/s)
0.0~0.6	0.235	0.032	1.3	1.55	96.5
0.6~2.5	0.61	0.061	1.2	3.96	3.92
2.5~4.5	0.65	0.065	1.2	3.50	3.13
4.5~6.5	0.70	0.070	1.2	3.45	1.90
6.5~9.0	0.61	0.061	1.2	3.25	1.11
9~13.5	0.61	0.061	1.2	2.65	1.05

Note: $k_{v,Lab}$ is from standard oedometer test results
 λ : virgin loading slope in $e-\ln(p')$ plot
 p' : effective mean stress
 κ : reloading/unloading slope in $e-\ln(p')$ plot
 M : slope of failure line in p' versus q plot
 q : deviator stress

ここで、

k_h = 粘土の水平透水係数

k_v = 粘土の鉛直透水係数

$k_{v,lab}$ = 標準圧密実験による鉛直透水係数 (Table 2 に示している)。

Fig.18 に示した結果においては、改良体について 3つの透水条件を設定している。すなわち、a)改良体が非透水性である場合、b)改良体が高い透水性 ($k_{col}=10^4k_h \approx 10^{-5}$ m/s) である場合、c)改良体の透水係数が粘土の 100 倍である場合、である。図に示したように、改良体は非透水性とした時と改良体の透水

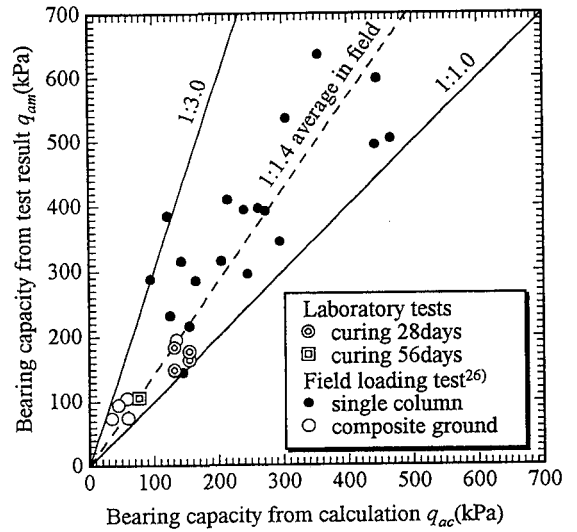


Fig.19 Comparison of measured and calculated bearing capacities of the soil-cement columns

係数を $k_{col}=100k_h$ とした時は、実測値より計算による消散速度はかなり遅い。一方、高い透水性の条件では、施工 1 日後の計算値は実測値に近い値を示している。Fig.9 に見られるように 7m 深さの間隙水圧が改良体打設直後に急激な上昇と下降を示しているのは、周辺粘土中にフラクチャが発生し、間隙水が急速に消散したことを示唆している。同じ現象については Marsassch(1978)によっても報告されている¹⁸⁾。

次に、改良体施工後の間隙水圧の移動について述べる。Fig.8(a)は室内実験での 28 日経過後の含水比分布を示す。同図から分かるように改良体近傍では含水比は 20%程度減少している。改良体から $2.0R_c$ 付近までは 5~20%の減少、それより遠い領域では大きな変化はない。Fig.12(a)は現場試験での 35~43 日経過後の含水比の低下を示している。現場においても室内実験の結果と類似の傾向が認められる。このような含水比低下には、改良体の固化過程における水和反応に多くの水分を必要とし、周辺粘土からも水が吸収される²³⁾⁻²⁴⁾ことが関与している。

(3) 改良体の支持力

以上、ソイルセメント改良体を施工した後の周辺粘土の非排水せん断強度を求めた結果、固化領域の強度は改良体とほぼ同じであり、溶出領域では 60 日後の強度比は 1.0~2.07 の範囲 (平均 1.30) であっ

た。改良体を用いたフローティング型の複合地盤では周面支持力評価に上述のことを考慮すべきであると考え、Fig.19 に現場の載荷試験によるフローティング型改良体の測定支持力²⁶⁾と次式^{3),26)}による計算支持力を示す。

$$q_{ac} = N_c c_{up} + \frac{\pi D L c_{uf}}{A_c} \quad (4)$$

ここで、

- q_{ac} : 計算支持力
- N_c : 支持力係数
- c_{up} : 改良体先端部周辺粘土の非排水せん断強度
- c_{uf} : 周辺粘土の非排水せん断強度, $c_{uf} = c_{u,o}$
- $c_{u,o}$: 施工前の周辺粘土の非排水せん断強度
- D, A_c, L : 改良体の直径, 断面積, 長さ。

図から分かるように、測定支持力の多くは施工前の非排水せん断強度に基づく計算値よりかなり大きい。室内支持力試験では $q_{am}/q_{ac} = 1.05 \sim 1.37$ となる。Fig.19 の現場試験データは 31 の載荷試験のうち、23 試験はフローティング型で施工したものである²⁶⁾。現場載荷試験による支持力比は室内実験よりかなり大きいことを示している。その値は平均で約 1.42 である。このようなことから、周辺支持における改良体の支持力は $\tau_{max} = \alpha c_{u,o}$ ($\alpha \geq 1$) の式で設計しても十分に安全側であることが明らかとなった。

6. 結論

以上の考察や実験結果から得られた知見を要約すると次のとおりである。

- (1) 高鋭敏な粘土においてソイルセメント改良体打設に伴う周辺粘土への影響は、施工時における強度低下と回復（シキソトロピー）、それに続く再圧密（物理的な変化）とセメンテーション（化学的な変化）による強度増加に分けられる。
- (2) 改良体の周囲には、改良体半径 R_c の数パーセント相当の固化領域が形成される。また、この固化領域から $1.5R_c \sim 2.0R_c$ までの範囲には改良体打設に伴う圧密促進やイオン溶出の影響を受けて強度増加する領域が形成される。この領域のせん断強度は元の粘土の値より増加する傾向が認められる。

(3) フローティング改良体の周面支持力の評価において、非排水せん断強度 $c_{u,o}$ から慣例的な実験式 $\tau_{max} = \alpha c_{u,o}$ を用いて決定できる。本実験で求めた係数 α は改良体打設後 10 日を過ぎると 1 より大きくなる。室内実験では $\alpha = 1.05 \sim 1.37$ 、現場試験では $\alpha = 1 \sim 3$ （平均 1.42）である。したがって、改良体の周面支持力計算においては $\alpha = 1$ を採用しても十分安全である。

(4) 軟弱地盤上の堤防の基礎にソイルセメント改良体を施工した場合、セメントスラリー攪拌法を適用した時は、改良体間の粘土のせん断強度は施工 10 日を過ぎれば、原地盤の強度を上回る。したがって、堤防等の安全計算においては、改良体間の粘土のせん断強度を解析にとり入れることができる。

謝辞： 本現場試験施工に当たっては建設省武雄工事事務所、(株)親和テクノおよび(株)松尾建設にご協力頂きました。(株)テクノックスから室内実験の小型装置を貸与して頂きました。また、改良体の室内実験は藤本浩氏（現、五洋建設）の御協力を頂きました。本論文をまとめるにあたり柴錦春博士（佐賀大学・助教授）に多大なご助言を賜りました。記して深甚の謝意を表します。

記号説明

- $C_R(t)$ = 改良体打設 t 日後の陽イオン比 = $C(t)/C_o$
- $C(t)$ = 改良体打設 t 日後周辺地盤の陽イオン濃度 (meq/l)
- C_o = 原地盤の陽イオン濃度 (meq/l)
- $c_{u,o}$ = 自然（乱さない）地盤粘土の非排水せん断強度 (kPa)
- Ec = 電気伝導率 (mS/cm)
- k_{col} = 改良体の透水係数 (m/s)
- k_h = 粘土の水平透水係数 (m/s)
- k_v = 粘土の鉛直透水係数 (m/s)
- q_{ac} = 改良体の支持力計算値 (kPa)
- q_{am} = 改良体の支持力測定値 (kPa)
- q_c = コーン抵抗値 (kPa)
- q_u = 一軸圧縮強度 (kPa)
- r/R_c = 半径比
- r = 改良体中心からの距離
- R_c = 改良体の半径
- S_{Rq} = コーン抵抗比 = $q_{c,r}(t)/q_{c,o}$
- $q_{c,r}(t)$ = 改良体打設 t 日後周辺地盤のコーン貫

入抵抗値 (kPa)

$q_{c,o}$ = 原地盤のコーン貫入抵抗値 (kPa)

$S_R(t)$ = セン断強度比 = $c_u(t)/c_{u,o}$

$c_u(t)$ = 改良体打設後 t 日目周辺地盤の非排水
せん断強度 (kPa)

S_{uv} = 室内ベーンせん断強度

W/C = 水セメント比 (%)

α = 改良体の周面付着力係数

κ = カムクレイモデルパラメータ (膨張指数)

λ = カムクレイモデルパラメータ (圧縮指数)

M = カムクレイモデルパラメータ (強度指数)

τ_{max} = 改良体の最大単位周面抵抗 (kPa)

参考文献

- 1) Miura, N., Bergado, D.T., Sakai, A. and Nakamura, R.: Improvements of soft marine clays by special admixtures using dry and wet jet mixing methods, *Proc. of 9th Southeast Asian Geotech. Conf.*, Bala. et al.(eds), pp.8-35~8-44, 1987, Bangkok, Thailand.
- 2) 建設省武雄事務所: 六角川軟弱地盤対策工法検討業務報告書, 229ページ, 1996.
- 3) Bergado, D. T., Anderson, L.R., Miura, N. and Balasubramaniam, A.S.: Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments, *ASCE, Press*, New York, 1996.
- 4) Terashi, M. and Tanaka, H.: Ground improved by deep mixing method, *Proc. 10th ICSMFE*, Stockholm 2 pp.777-780, 1981.
- 5) Kamon, M. and Bergado, D.T.: Ground improvement techniques-Theme Lecture, *9th Asian Reg. Conf. of SMFE*, Vol.1, pp.203-228, 1991.
- 6) DJM 工法研究会: 粉体噴射攪拌工法 (DJM 工法) 一技術マニュアル, 1993.
- 7) 三浦哲彦, 呉 文経, 中村六史, 一瀬知郎: 軟弱粘土中杭の周面支持機構に関する実験的考察, 土木学会論文集, No. 517/III-31, pp. 63-72, 1995.
- 8) Randolph, M.F., and Wroth, C.P.: An analytical solution for the consolidation around a driven pile, *Int. J. Num. Analytical Meth. Geomech.* 3, pp.217-229, 1979.
- 9) Randolph, M.F., Carter, J. P. and Wroth, C.P.: Driven piles in clay—the effects of installation and subsequent consolidation, *Geotechnique* 29(4), pp.361-393, 1979.
- 10) Asaoka, A., Kodaka, T. and Nozu, M.: Undrained shear strength of clay improved with sand compaction piles, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.23-32, 1994.
- 11) Rajasekaran, G., & Rao, S.N.: Lime stabilization technique for the improvement of marine clay, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, 97-104, 1997.
- 12) 三浦哲彦, 沈 水龍, 藤本 浩, 木下広志, 溝口栄二郎: 粘土地盤に打設するソイルセメントコラムの特性に関する模型実験, 佐賀大学理工学部集報, Vol.26, No.2, pp.99-107, 1997.
- 13) 三浦哲彦, 赤峰剛徳, 下山正一: 有明粘土層の堆積環境とその鋭敏性について, 土木学会論文集, No. 5541/III-35, pp. 119-131, 1996.
- 14) 中村六史, 大塚泰孝, 三浦哲彦, 古賀勝喜, 沈 水龍, 西田耕一: ダブルミキシング法による地盤改良機の性能と改良土に関する現場調査, 佐賀大学理工学部集報, Vol.25, No.2, pp.81-90, 1997.
- 15) Mitchell, J.K.: *Fundamentals of Soil Behaviour-Chapter 6~7*, 2nd ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1993.
- 16) Mitchell, J.K.: Fundamental aspects of thixotropy in soils”, *Proc. ASCE*, SM 86(3), pp.19-52, 1960.
- 17) Massarsch, K.R. and Broms, B.B.: Fracturing of soil caused by pile driving in clay, *Proc. of 9th Intel. Conf. of SMFE*, Tokyo, Japan, pp.197-200, 1977.
- 18) Massarsch, K.R.: New aspects of soil fracturing in clay, *J. of Geotech. Engr. Division, ASCE*, Vol.104, No. GT8, pp.1109-1123, 1978.
- 19) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Wolski, W.: Pre-compression and speeding up consolidation, General Report, Special Session 6, *Proc. 8th Europe Conf. SMFE*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.1201-1226, 1983.
- 20) Tavenas, F., Tremblay, M., Larouche, G., and Leroueil, S.: In situ measurement of permeability in soft clays, *ASCE Special Conf. on Use of In-situ Tests in Geotech. Engrg.*, Blacksburg, pp.1034-1048, 1986.
- 21) Chai, J.C. and Miura, N.: Method for modelling vertical drain improved subsoil, *Proc. of China-Japan Joint Symp. on Recent Development of Theory and Practice in Geotechnolgy*, pp.1-8, Shanghai, China, 1997.
- 22) Park, Y.M.: 低平地に堆積する海成粘土の土質特性と鉛直排水工法による地盤改良に関する研究, 博士学位論文, 佐賀大学, 1994.
- 23) Broms, B.B., and Boman, P.O.: Lime column—a new type of vertical drains, *Proc. of 9th ICSMFE*, Tokyo, pp.427~432, 1977.
- 24) Broms, B.B., & Boman, P.: Lime column-a new foundation method, *J. of Geotech. Engr. Div., ASCE*, Vol. 105, No.

GT4, pp.539-556, 1979.

25) 榎並 昭, 吉野 学, 日比野信一, 高橋守男, 秋谷健二: ソイルセメントコラムの原位置温度測定および養生温度の強度に及ぼす影響, 第 20 回土質工学研究発表会 (名古屋), 1985.

26) 井上芳生, 日比野信一: 住宅用地での軟弱地盤改良としてテノコラム工法を用いた載荷試験結果例, 基礎工, Vol.13, No.10, pp.82-88, 1985.

(1997. 7. 25 受付)

STRENGTH CHANGE OF CLAY IN THE VICINITY OF SOIL-CEMENT COLUMN

Norihiko MIURA, Shui-Long SHEN, Katsuki KOGA and Rikuji NAKAMURA

This paper discusses the reduction and subsequent recovery and increase of shear strength of clay in the vicinity of soil-cement column. Laboratory and field tests were conducted to investigate the effects on surrounding clay during and after column installation in soft Ariake clay. Discussions were made on the mechanism of strength change of the surrounding clay by considering the thixotropic recovery, reconsolidation effect, penetration of cement slurry and diffusion of exchangeable cations after construction. On the basis of field observation, it is recommended that the increase of shear strength of clay can be taken into consideration in the bearing capacity and stability analysis of the composite ground.