

薬液注入改良土の一軸圧縮強さに 影響を及ぼす要因の評価

秋本 哲平¹・仙頭 紀明²・上野 一彦³

¹ 正会員 五洋建設(株)技術研究所(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)
E-mail: teppei.akimoto@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)

² 正会員 日本大学教授 工学部土木工学科(〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定麻中河原1番地)

³ 正会員 五洋建設(株)技術研究所(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

港湾空港に代表される埋立てによって造成された地盤は、礫分や貝殻片などの直径が大きな粒子を含んでいる。薬液改良土は、土粒子の粒径が大きいほど強度が低くなるため、このような材料に対して強度を発現させるためには、強度発現に影響を及ぼす要因を特定することが重要である。近年、液状化対策に用いられている薬液は、ホモゲル強度が従来よりもかなり低く、既往の強度発現メカニズムに関する研究成果を適用できるかは不明であったため、本研究では、一軸圧縮試験時に供試体内部に発生する間隙水圧を直接計測して強度発現要因を確認した。その結果、薬液改良土の一軸圧縮強さは、土粒子の付着力に起因する強度と発生負圧に起因する強度から構成され、土粒子の表面積、内部摩擦角および発生負圧が一軸圧縮強さに影響を及ぼすことがわかった。

Key Words : *grouting method, negative pressure, soil particles size, sand gel, pore water pressure*

1. はじめに

港湾空港施設の液状化対策として薬液注入工法が適用されている。この工法は、恒久薬液を地盤内に低圧で注入することにより、土粒子骨格を壊すことなく地盤内の間隙水が薬液に置き換わるため、周辺地盤への影響が少ない地盤改良工法である¹⁾。間隙水と置き換わった薬液は、注入終了後から徐々に硬化し始め、所定の期間が経過すると、一軸圧縮強さ100 kN/m²程度の固化地盤を形成する。この時、一軸圧縮強さとともに液状化強度も増加するため、液状化対策として効果を発揮する。

一方で、港湾空港施設の基礎地盤は、埋立てによって造成されることが多いため、不均質な地盤であり、礫分や貝殻片などの粒径の大きな粒子を含んでいることがある。このような大粒径の粒子を多く含む地盤では、薬液による改良強度が低くなるため²⁾、液状化対策として必要な強度を確保することが困難である。したがって、そういった地盤においても必要な強度を確保するためには、強度発現を高めるような対策が必要であり、効果の高い対策を立案するためには、強度発現の要因を把握することが重要となる。

液状化対策を目的として地盤改良を実施する場合、要求性能は液状化強度 R_{L20} で規定されることが望ましい。ただし、地盤改良効果の確認には繰返し非排水三軸試験

等を用いて液状化強度試験を実施する必要がある。この試験は、液状化強度を求めるために、少なくとも4供試体の試験結果が必要となる。そのため、改良地盤全体を評価するには不攪乱試料を多数採取する必要がある。また、専用の試験機が必要であり、試験を実施できる場所が限られてしまう。こういった要因から、実務では試験を簡易に実施でき、液状化強度との相関が認められている一軸圧縮強さを設計基準強度として規定している¹⁾。

薬液注入工法によって改良された地盤の設計基準強度は、一軸圧縮強さで100 kN/m²程度となることが多い¹⁾が、注入した薬液そのものの固化体(ホモゲル)の一軸圧縮強さは10 kN/m²以下であり、薬液改良土はホモゲルの10倍以上の強度を有している³⁾。森・田村⁴⁾は、薬液改良土の強度発現要因を、ホモゲルの粘着力による強度増加と土粒子骨格のダイレイタンスーに伴う負圧によるものとしている。また、諏訪ら⁵⁾は、ゲルの収縮による拘束圧付加、ゲルの粘着力付加、固結によるせん断抵抗角の増大といった3つの要素で強度発現を説明できるとしている。また、薬液改良土の非排水三軸圧縮試験を行った事例⁷⁾では、軸差応力の増加に伴って負の間隙水圧が計測されている。これらの既往の研究から、一軸圧縮試験においても負の間隙水圧(負圧)が発生していると推定されるものの、薬液改良土の一軸圧縮試験において発生する負圧を供試体内部で直接計測した事例がないため、負

圧が一軸圧縮強さに及ぼす影響は明らかになっていない。

そこで本論文では、薬液改良土の一軸圧縮試験を実施し、荷重中に発生する供試体内部の間隙水圧を計測することで、負の間隙水圧が薬液改良土の一軸圧縮強さに及ぼす影響について検討を行った。

2. 実験概要

供試体内で発生する負の間隙水圧を計測するため、内部に超小型間隙水圧計を設置した供試体を用いて一軸圧縮試験 (JIS A 1216) を行った⁹⁾。

(1) 供試体作製

供試体作製に使用した薬液は、溶液型活性シリカグラウトのシリカ濃度 6%であり、薬液が固化するまでの時間 (ゲルタイム) を 15 時間程度として pH を 3.2 に調整した。使用した薬液の配合を表-1 に示す。使用した試料は、粒径の異なる 4 種類の珪砂である。表-2 に物理試験結果を、図-1 に粒径加積曲線を示す。いずれも均等係数が小さい均一な砂であるが、平均粒径 D_{50} が異なっており、珪砂 8 号は細粒分を約 20%含む細砂である。

供試体作製方法は、均質で再現性の高い供試体を作製するため、薬液中に砂を落下させる方法を用いた⁴⁾。直径 5 cm×高さ 13 cm のモールド内に薬液を高さ 6 cm 程度まで投入し、供試体の中心位置に飽和状態の超小型間隙水圧計 (HWT-8VC-100KP-50-100-LP (センシズ製)) を下向きに設置した。超小型間隙水圧計の寸法は、直径 8 mm、高さ 15 mm であり、測定可能範囲は、-100~100 kN/m²である。間隙水圧計のフィルターは、事前にシリコンオイルに含浸して脱気したものを使用し、フィルターと受圧面の間には、脱気したシリコンオイルを満たして飽和させた。中心位置に設置した後、モールド上部から所定量の砂を落下させることで、間隙水圧計を薬液改良体中央に埋め込んだ。なお、センサー有り、無しの場合で強度を比較する予備実験では、3 供試体の平均強度の差が 3%であったことから、間隙水圧計の設置による強度への影響はほとんどないと考えられる。供試体は、高さ 12 cm で作製し、14 日間養生後に上下を整形して高さ 10 cm とした。荷重時は、スリットを入れた木板 (厚さ 5.5 mm) を供試体上部に設置し、間隙水圧計のケーブルをスリットに這わせて取り出すことにより、加圧版とケーブルの接触を防止した。

(2) 実験ケース

実験ケースを表-3 に示す。砂の相対密度 D_r は 60% に設定したが、珪砂 8 号は細粒分を多く含んでおり、砂の最小密度・最大密度試験方法 (JIS A 1224) の適用外であ

表-1 使用薬液配合

シリカ濃度	EC硬化材 (mL)	特殊シリカⅢ (mL)	ECリアクター (mL)	反応剤B (mL)	水 (mL)
6%	66.0	100.0	6.8	30.0	797.2

表-2 使用材料の物理特性

試料	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	均等係数 U_c
いわき珪砂3号	2.542	1.2	1.9	1.501	1.251	1.57
いわき珪砂4号	2.557	0.57	1.4	1.523	1.240	1.96
東北珪砂7号	2.527	0.16	3.8	1.612	1.265	1.63
東北珪砂8号	2.515	0.13	20.9	1.494	1.109	3.33

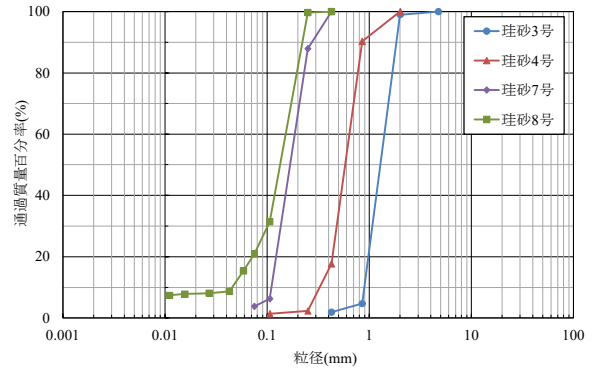


図-1 粒径加積曲線

表-3 実験ケース

ケース	試料	荷重速度 (%/min)	相対密度 D_r (%)	間隙率 n
1-1	いわき珪砂3号	1	60	0.45
2-1		0.04		
2-2		1		
2-3	10			
3-1	東北珪砂7号	0.04	60	0.43
3-2		1		
3-3		10		
4-1	東北珪砂8号	1	-	0.43

り、相対密度を定義することができないため、珪砂 7 号と同じ間隙率に設定した。荷重速度の違いが強度に及ぼす影響を確認するため、珪砂 4 号と珪砂 7 号に関しては、基準の荷重速度 (1%/min) 以外に、0.04%/min と 10%/min を実施した。荷重速度 0.04%/min のケースでは、荷重時間が数時間に及ぶため、供試体の乾燥防止を目的として加圧版の外側にフィルムを設置して試験を行った。各ケース 3 本の供試体で試験を実施したが、ケース 3-2 (珪砂 7 号 1%/min) に関しては、再現性を確認するため 2 回実施した。

(3) 養生中の間隙水圧

ホモゲルの収縮によって拘束圧が付加される場合、ホモゲルの収縮に伴って負の間隙水圧が計測されると想定された。ホモゲルの収縮は、供試体養生期間中に発生すると考え、供試体作製時から養生期間中の供試体内部の間隙水圧を計測した。結果の例として、図-2 にケース 3-

2の3本の供試体の間隙水圧の時刻歴を示す。固化開始時に4 kN/m²程度の正の間隙水圧が発生するが、ばらつきはあるものの、その後は大きな変化が見られず、負の間隙水圧の発生は確認できなかった。

ホモゲルの収縮率は、使用薬液によって異なるため¹⁰⁾、本研究で使用した薬液のホモゲルの収縮率を確認した。15 cm×10 cm×深さ6 cmの密閉容器に薬液を700 mL投入し、温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室で14日間養生してホモゲルの体積変化を測定した。本研究で使用した薬液の収縮率は0.74%と算定され、既往の研究¹¹⁾に比べ非常に低い収縮率であった。養生中に負の間隙水圧が計測されなかった理由は、低収縮率の薬液を使用したことであると考えられ、本研究における一軸圧縮強さには、ホモゲルの収縮による拘束圧付加の影響は少ないものと考えられる。

3. 実験結果

(1) 一軸圧縮強さ

図-3に1%/minで荷重した際の一軸圧縮強さ q_u と平均粒径 D_{50} の関係を示す。 q_u と D_{50} には強い相関があり、 D_{50} が大きくなるほど q_u は小さくなるのがわかる。その結果、 D_{50} が0.16 mm(珪砂7号)から0.57 mm(珪砂4号)に大きくなると、 q_u は約1/4に低下した。

図-4にケース3-2の軸応力と軸ひずみ、間隙水圧と軸ひずみの関係を示す。軸応力は、軸ひずみの増加に伴って増大し、最大値に達してから減少する。間隙水圧は、荷重初期に増加するものの、軸ひずみ1%程度から減少し始めて負圧となり、最小値に達したあと、負圧が解放されて0(大気圧)となる。間隙水圧の減少が始まる軸ひずみ1%程度から正のダイレイタンスーが発生しているものと考えられる。

図-5に荷重速度と一軸圧縮強さ、荷重速度と最小間隙水圧の関係を示す。珪砂7号においては、荷重速度の増加に伴って一軸圧縮強さが増加し、最小間隙水圧が低下する傾向が確認された。また、最小間隙水圧は全て負圧となっており、一軸圧縮強さには負の間隙水圧が影響しているものと考えられる。一方、珪砂4号においては、一軸圧縮強さおよび最小間隙水圧は荷重速度が変化してもほとんど変化しなかった。その理由として、珪砂4号の改良土は、珪砂7号の改良土と比較して透水係数が高く、間隙水圧が消散しやすいため、荷重速度の違いによる負圧の差が小さくなり、負圧の発生に伴う一軸圧縮強さの増加がほとんどみられなかったものと考えられる。

(2) 一軸圧縮強さと間隙水圧

薬液改良土の一軸圧縮試験では、軸ひずみの増加に

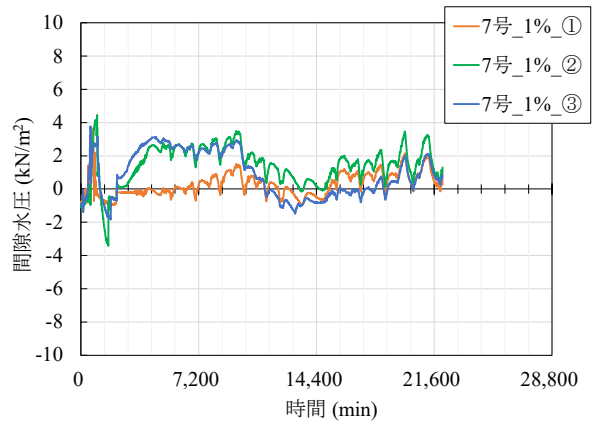


図-2 供試体養生時の間隙水圧の時刻歴

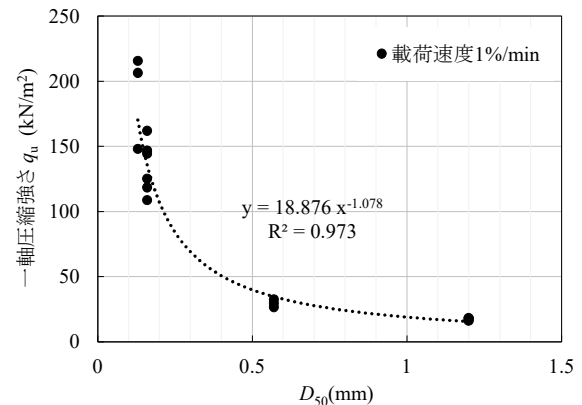


図-3 平均粒径と一軸圧縮強さの関係

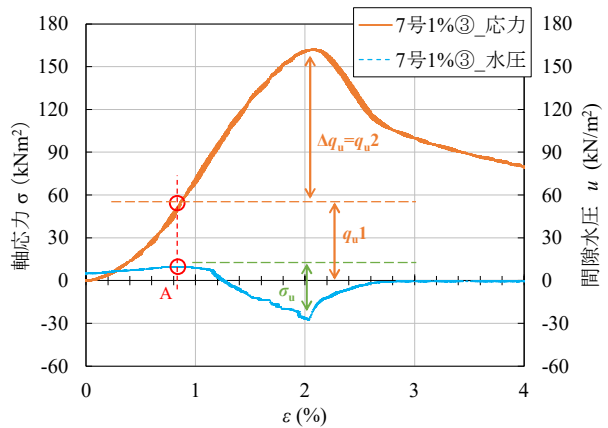


図-4 応力-ひずみ関係と間隙水圧-ひずみ関係の例

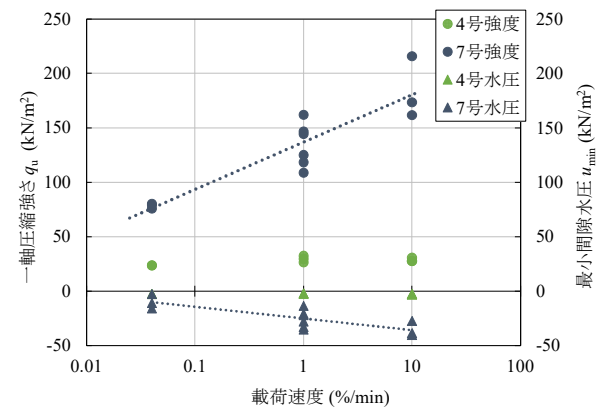


図-5 荷重速度と一軸圧縮強さおよび最小間隙水圧の関係

伴って生じる正のダイレイタンスーによって負圧が発生していると考えられるため、正のダイレイタンスーが発生し始める点からの圧力の減少量を求めた。図-4に求め方の例を示す。間隙水圧最大時(点 A)から水圧が減少していく段階でダイレイタンスーが発生していると考え、最大値からの減少量を発生負圧 (σ_u) と定義した。また、点 A 以降最大値に達するまでの負圧による増加強度 Δq_u を q_{u2} とした。しかしながら、供試体によっては、軸差応力の最大時と間隙水圧の最小時が異なる場合があった。これは、破壊時に発生したクラックの位置と間隙水圧計の設置位置が異なっていたためと考えられる。したがって、図-6のように間隙水圧最小時の軸ひずみが軸差応力最大時の軸ひずみより大きい場合は、軸差応力最大時の間隙水圧を最小間隙水圧として発生負圧 (σ_u) を算定した。また、図-7のように間隙水圧最小時の軸差応力が最大とならない場合は、外挿して最小間隙水圧 (点 C) を求めた。具体的には、間隙水圧最大時 (点 A) から間隙水圧最小時 (点 B) までの軸差応力増加による間隙水圧の減少割合を求め、間隙水圧最小時 (点 B) 以降の軸差応力の増加量に応じた間隙水圧減少量を算定した。

図-8に全ケースにおける発生負圧と増加強度の関係を示す。使用材料による材料特性の違いが表れており、載荷速度の違いによるばらつきがあるものの、発生負圧と増加強度には正の相関関係が確認された。なお、珪砂 8号については、他の材料と比べて増加強度が大きくなっているものの、その原因については不明であり、そのメカニズムを明らかにすることは今後の課題である。

4. 一軸圧縮強さの推定

図-4で算定した増加強度 q_{u2} は発生負圧 σ_u に関係すると考えられるものの、図中点 A までに発生する軸差応力は、ダイレイタンスー発生前に生じている。そこで、ダイレイタンスー発生前の点 A 時点で発生している一軸圧縮強さを q_{u1} とした。さらに、 q_{u1} と q_{u2} の推定式を求め、 q_{u1} と q_{u2} の和より q_u を推定した。

(1) 粘着力成分に関連する強度 (q_{u1})

q_{u1} は、ホモゲルの強度 (粘着力) に関係すると考えられた。森・田村⁴⁾が提案したダイレイタンスーに依存しない固結砂の限界強度 q_{CR} が、本研究の q_{u1} に相当する考え、本研究における q_{CR} を算定した。

q_{CR} の算定に必要となる ϕ_R は、珪砂 7 号の CD 三軸圧縮試験 (JGS 0524) から算定した 27.3° を代入した。 ϕ_R は、ダイレイタンスー補正式によって補正された軸差応力から算定した内部摩擦角である。ホモゲルのせん断強度 c_0 には、ホモゲルのペーンせん断強度 0.89 kN/m^2 を用

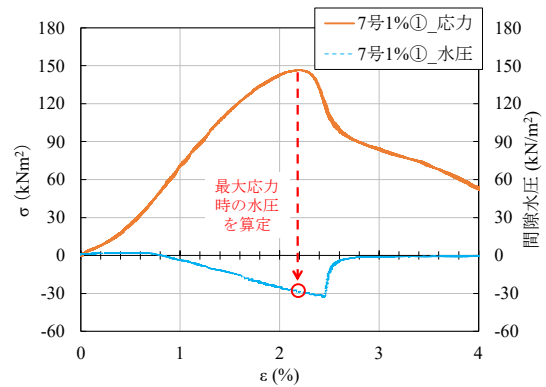


図-6 最大応力時の間隙水圧の算定例 1

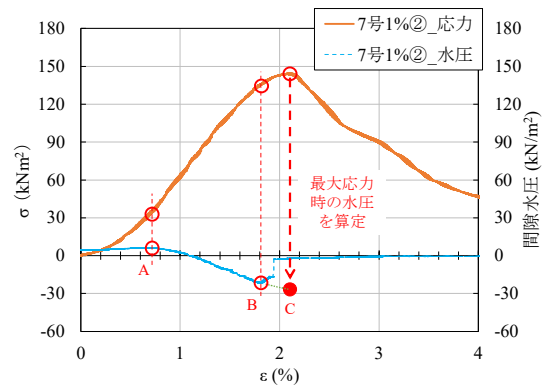


図-7 最大応力時の間隙水圧の算定例 2

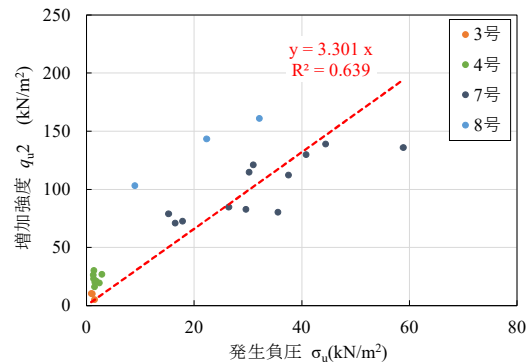


図-8 発生負圧と増加強度の関係

いた。その結果、 $q_{CR}=2.9 \text{ kN/m}^2$ と算定された。本研究で使用した薬液は、ホモゲルのせん断強度が非常に小さいことから、 q_{CR} が小さな値となり、 q_{u1} の 1/10 程度であった。したがって、 q_{u1} はホモゲル強度以外の要因、具体的には土粒子とゲルの相互作用、が関係していると考え、以下の考察を行った。

図-9に載荷速度 $1\%/\text{min}$ で実施した一軸圧縮試験の q_{u1} と D_{50} の関係を示す。 q_{u1} と D_{50} には高い相関が認められ、粒径が q_{u1} に影響していることがわかる。そこで、 q_{u1} は土粒子とホモゲルの付着力が関係するものと考え、単位体積あたりの土粒子の表面積を式(1)、式(2)で算定した。

$$S = S_m \times \rho_d \quad (1)$$

$$S_m = S_s / \rho_s / V_s \quad (2)$$

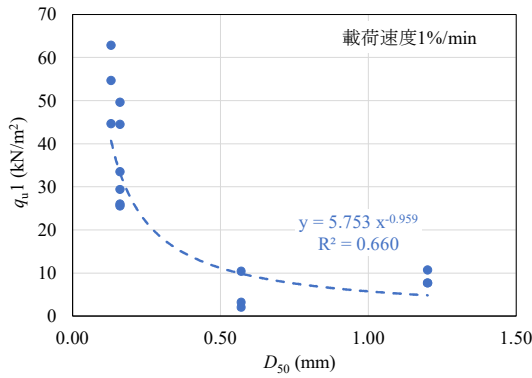


図-9 D_{50} と q_{u1} の関係

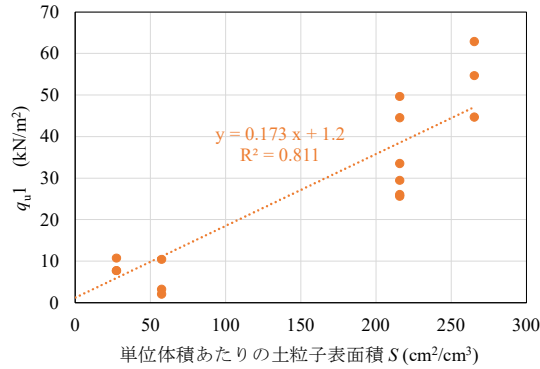


図-10 単位体積あたりの土粒子表面積と q_{u1} の関係

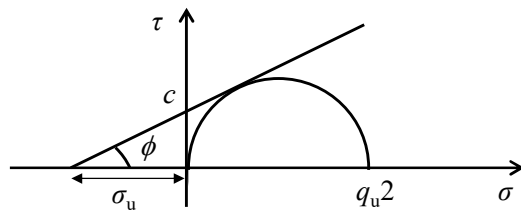


図-11 モールクーロンの破壊規準

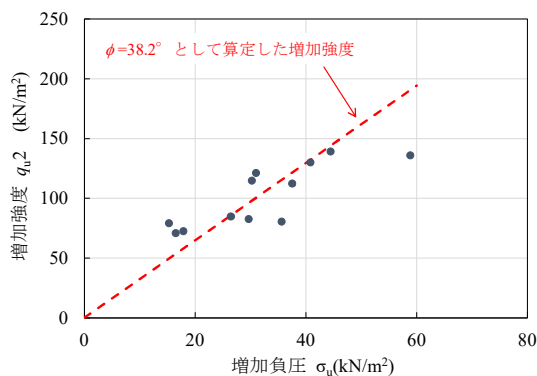


図-12 増加負圧と増加強度の関係

ここで、単位体積あたりの土粒子表面積 S は、土粒子の比表面積 S_m (cm^2/g)と乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)の積で算定される。土粒子の比表面積 S_m は、土粒子の表面積 S_s (cm^2)と土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)と土粒子の体積 V_s (cm^3)から算定し、土粒子の表面積 S_s と体積 V_s は、土粒子の直径を D_{50} の球体と仮定して算定した。したがって、単位体積あたりの土粒子表面積 S は、供試体の乾燥密度 ρ_d と土粒子の

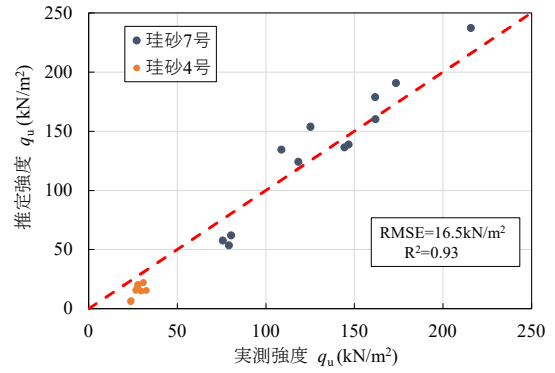


図-13 推定強度と実験結果の比較

粒径 D_{50} に関係した値となっている。

図-10に载荷速度1%時の S と q_{u1} の関係を示す。 $S=0$ となる場合は、供試体内に土粒子が無い場合であると考え、図中の切片は、ホモゲルの $q_{u1}=1.2\text{ kN/m}^2$ を設定した。 q_{u1} と S には相関関係が確認できたことから、 q_{u1} は、土粒子とホモゲルの付着に関する強度であり、単位体積あたりの土粒子表面積から式(3)によって推定することが可能であると考えられる。

$$q_{u1} = 0.173 \times S + 1.2 \quad (3)$$

(2) 負圧の発生に関連する強度 (q_{u2})

q_{u2} は、負圧の発生に伴って有効応力が増加することにより発現している圧縮強さであると考えられる。そこで、 q_{u2} は、図-11のようにモールクーロンの破壊規準を適用して式(4)で推定した。

$$q_{u2} = 2 \cdot c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (4)$$

$$c = \sigma_u \cdot \tan \phi \quad (5)$$

ここで、珪砂7号の内部摩擦角 ϕ は 38.2° であり、 c は、図-11より式(5)で表すことができる。珪砂7号改良土の発生負圧 σ_u と増加強度 q_{u2} の関係を図-12に示す。図中には、式(4)によって算定した増加強度を破線で示している。算定結果と実験結果の決定係数 R^2 は 0.65 であり、よく対応していることがわかる。

(3) 一軸圧縮強さの推定

式(3)、式(4)を用いて珪砂4号と珪砂7号の改良体の q_u ($q_{u1}+q_{u2}$) を推定した。ここで、 ϕ は、珪砂4号で 37.0° 、珪砂7号で 38.2° とした。式(3)は载荷速度1%/minの結果から算定した係数 0.173 を用いているため、载荷速度 $0.04\%/min$ と $10\%/min$ については $1\%/min$ と同じ方法で式(3)に相当する関係式を算定すると、その係数は 0.014 と 0.211 となり、これらの値を用いた。図-13に推定した強度と実測値の関係を示す。誤差の絶対量を示す二乗平

均平方根誤差 (RMSE) は 16.5 kN/m^2 , 推定値の精度を示す決定係数 R^2 は 0.93 となったことから, 式(3)と式(4)を用いることにより, 高い精度で一軸圧縮強さを推定できることがわかった。

5. おわりに

本研究では, 港湾空港の基礎地盤に代表される幅広い粒径の粒子を含む地盤で, 薬液改良土の強度発現に影響を及ぼす要因について検討し, 以下の知見が得られた。

- 1) 薬液改良土の一軸圧縮強さ (q_u) は, 平均粒径 (D_{50}) が大きいほど低くなり, 載荷速度が増加するほど高くなる。
- 2) q_u は, ホモゲルと土粒子の付着力に起因する強度 q_{u1} と載荷時のダイレイタンスーに伴って発生する負圧に起因する強度 q_{u2} から構成される。
- 3) q_{u1} は, 単位体積あたりの土粒子の表面積から推定することが可能である。
- 4) q_{u2} は, 改良前の砂の内部摩擦角および試験時に発生する負圧から推定することが可能である。

本研究により, 薬液改良土の強度は, 載荷速度に依存することが確認できたものの, 現状の設計では載荷速度の影響は反映されておらず, 今後の課題である。また, 薬液改良土の強度発現に影響を及ぼす要因について評価できたものの, 砂の密度の影響やホモゲルの強度の影響については更なる検討が必要である。

謝辞: 本研究における実験は, 海津竣也氏 (元日本大学工学部, 現新潟県庁) と木村海斗氏 (元日本大学工学部, 現ライト工業株式会社) に多くのご助力をいただきました

た。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル (改訂版), p.3-25, 2020.
- 2) 石塚幸太郎, 齋藤和寿, 秋本哲平, 仙頭紀明: 浸透固化改良土の粒径と強度の関係, 令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, III-505, 2019.
- 3) 林健太郎, 小野大和: 薬液のホモゲル強度と改良砂の一軸圧縮強度の関係, 第 44 回地盤工学研究発表会, pp.607-608, 2009.
- 4) 森麟, 田村昌仁: 水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性, 土木学会論文集, 第 370 号, III-5, pp.113-122, 1986.
- 5) 諏訪裕哉, 末政直晃, 島田俊介: 薬液注入を施した地盤の強度発現に関する研究, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.753-754, 2005.
- 6) 諏訪裕哉, 末政直晃, 島田俊介, 佐々木隆光: 低シリカ濃度の薬液を用いた改良体の強度増加メカニズム, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp.251-252, 2006.
- 7) 山崎浩之, 善功企, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の液化化対策への適用, 港湾空港技術研究所報告, 第 41 巻第 2 号, pp.119-151, 2002.
- 8) 佐々木隆光, 末政直晃, 島田俊介: 薬液改良土の三軸圧縮試験による強度変形特性, 第 52 回地盤工学研究発表会, pp.495-496, 2017.
- 9) 秋本哲平, 上野一彦, 仙頭紀明, 海津竣也, 木村海斗: 薬液注入改良土の強度発現に及ぼす負圧の影響, 第 56 回地盤工学研究発表会, 13-3-5-07, 2021.
- 10) 大西高明, 鈴木雅人, 林田晃, 小宮一仁: コロイダルシリカを混入した酸性シリカゾル注入材の物性に関する研究, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.749-750, 2013.
- 11) 佐々木隆光, 小山忠雄, 末政直晃, 島田俊介: 薬液注入材の体積変化に伴う拘束効果に関する検討, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp.595-596, 2015.

(Received February 3, 2022)

(Accepted May 9, 2022)

EVALUATION OF FACTORS AFFECTING THE UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH OF CHEMICALLY IMPROVED SOIL

Tepei AKIMOTO, Noriaki SENTO and Kazuhiko UENO

The port and airport facilities constructed on the landfill sites whose ground is usually contains large particles such as gravel and shell fragments. Because, the strength of the chemically improved soil decreases with larger soil particles, it is important to identify the factors that influence the strength development of the improved soil in order to develop the strength for such materials. Because, the homogel strength of the chemical solution for liquefaction countermeasures used in recent years is considerably lower than before, it was unclear whether the previous research results could be applied. Therefore, in this study, the factors affecting strength development were confirmed by measuring the pore water pressure generated inside the specimen during the unconfined compression test. From the test results, it was found that the unconfined compressive strength of the chemically improved soil consists of two strengths caused by the adhesive force of the soil particles and the generated negative pore water pressure. It was also observed that the surface area of the soil particles, the internal friction angle and the negative pore water pressure during loading affect the unconfined compressive strength.