

溶液型薬液を用いた改良土の強度発現 メカニズムと簡易強度推定に関する研究

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)

E-mail: sentou.noriaki@nihon-u.ac.jp

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)

E-mail: kazuhiko.ueno@mail.penta-ocean.co.jp

溶液型薬液を用いた改良土は、土質条件によって想定した強度が発現しない場合がある。そういった場合、配合再試験や工法自体の見直しといった時間的、経済的ロスが生じる。このような手戻りを防止するには、薬液改良土の強度発現メカニズムを正確に把握し、土質条件に応じた強度推定手法や不足強度を補う手法の開発が必要である。本研究では、これまでに実施した、供試体内に超小型間隙水圧計を埋め込んだ一軸圧縮試験の結果の取りまとめを行った。加えて、薬液改良土の圧裂引張り試験を実施し、薬液と土粒子の付着力に起因する強度が圧裂引張り強さから算定できることを確認した。また、把握した強度発現メカニズムをもとに、事前調査で取得できる土質パラメータを用いた簡易的な強度推定式を提案し、現地土の事例に適用して、その妥当性を確認した。

Key Words: permeable grouting method, negative pore water pressure, tensile strength, unconfined compressive strength

1. はじめに

近年、既設構造物直下地盤の液状化対策として溶液型薬液注入工法が適用されている。溶液型薬液注入工法は、浸透性の高い溶液型薬液を地盤に低圧力で注入するため、周辺地盤への影響が少ない地盤改良工法である。液状化対策を目的として実施されることから、改良対象地盤には液状化強度の増加が求められる。薬液改良土は、液状化強度 R_{L20} と一軸圧縮強さ q_u に相関が認められていることから、要求性能として q_u が規定される¹⁾。実施工では、事前に配合試験を実施し、設計基準強度 q_{uk} を満足するように薬液濃度を決定している。しかしながら、現地土質によっては、標準的に用いる薬液濃度では所定の強度を満足できない場合があり、そのような場合には、配合再試験を実施し、それでも強度が発現しない場合は、工法自体の見直しも必要となる。

上記のような時間的、経済的ロスを防止するためには、薬液改良土の強度発現メカニズムを把握し、土質条件に応じて q_u を推定する手法や薬液改良土の強度不足を補う手法の開発が必要である。森・田村²⁾は、薬液改良土の

強度発現要因を、薬液のみの固化体である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に伴う負圧によるものとしている。ただし、ここでの使用薬液のホモゲル強度 q_{th} は 40~100 kN/m² であり、本研究で使用している $q_{th} = 10$ kN/m² 程度の近年液状化対策用として使用されている薬液³⁾とは異なるため、この強度発現メカニズムがそのまま適用できるかは不明である。また、諏訪ら⁴⁾は、ゲルの収縮(負圧)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。一方で、近年使用されている薬液には、ほとんど収縮しないものもある。これらの既往研究より、薬液改良土の強度には負圧が影響しているものと想定されるが、一軸圧縮試験で供試体内に発生する負圧を直接計測した事例はない。そこで、筆者らは、内部に小型間隙水圧計を埋め込んだ供試体を用いて一軸圧縮試験を実施し、載荷時に発生する負圧が一軸圧縮強さに与える影響⁵⁾や薬液濃度と砂の密度の違いが一軸圧縮強さに与える影響を確認した⁷⁾。しかしながら、ホモゲルと土粒子の間に働く付着力が強度発現に与える影響については十分な知見が得

られていない。そこで、本研究では、これまでに実施した負圧による強度増加に関する研究成果を取りまとめて総合的に評価するとともに、付着力に着目した圧裂引張り試験を実施することで、薬液改良土の強度発現メカニズムに関する検討を行った。

一方、実施工においては、事前に実施する粒度試験などの物理試験結果等から薬液改良土の q_u を簡易に推定できる手法が実用的である。社本ら⁹⁾や天利ら⁹⁾は、薬液改良土の q_u がシリカ濃度、相対密度および粒度特性をパラメータとした算定式で推定できることを示し、粒度特性として、 D_{50} を用いている。栗原ら¹⁰⁾は、 q_u が砂の比表面積に関連しており、薬液と粒子の付着力が q_u に影響を与えることを示唆している。石塚ら¹¹⁾は、粒径の異なるガラスビーズを用いて薬液改良土の一軸圧縮試験を実施し、 q_u は D_{50} や比表面積と強い相関関係があることを示している。これらの先行研究を参考にしつつ、本研究で得られた薬液改良土の強度発現メカニズムに関する知見をもとにして、細粒分含有率の影響を考慮した単位体積あたりの土粒子表面積を用いた q_u の推定方法を提案した。さらに、この推定方法を現地土の事例に適用し、その妥当性を確認した。

2. 強度発現メカニズム

筆者らがこれまでに実施した、砂の粒径、砂の密度および薬液濃度をパラメータとした薬液改良土の一軸圧縮試験⁹⁾の結果を取りまとめて総合的に評価した。さらに、圧裂引張り試験を実施することで、いまだ明らかになっていない土粒子と薬液の付着力について検討を行った。

(1) 実験概要

a) 使用薬液と使用材料

本研究で使用した薬液は、溶液型活性シリカ系グラウトであり、シリカ濃度は6%、8%および10%の3種類である。表-1に薬液の配合を示す。薬液が固化するまでの時間（ゲルタイム）は、供試体作製に十分な時間を確保するため8~15時間となるように調整した。使用材料の物理特性を表-2に、粒径加積曲線を図-1に示す。いずれも均等係数が小さい均質な砂であり、平均粒径 D_{50} が異なっている。図には、文献¹²⁾に記載の均等係数が小さい砂($U_c < 3.5$)における「特に液状化の可能性が高い範囲」も示している。範囲の中央付近に位置する最も液状化しやすいと考えられる珪砂6号を中心として、使用材料を選定した。

b) 一軸圧縮試験

既往の研究⁹⁾における一軸圧縮試験の実施ケースを

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 |
| 8% | 120.0 | 100.0 | 17.0 | 30.0 | 733.0 |
| 10% | 160.0 | 100.0 | 24.0 | 40.0 | 676.0 |

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6号 | 2.658 | 0.35 | 0.0 | 1.704 | 1.432 | 1.73 |
| 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 |

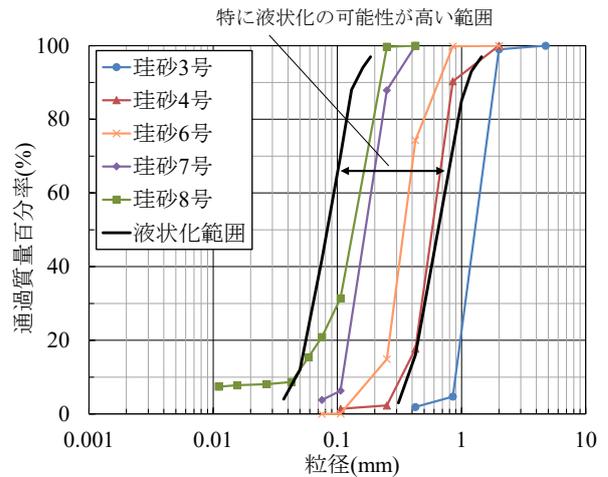


図-1 使用材料の粒径加積曲線

表-3 一軸圧縮試験の実施ケース

| ケース | 試料 | シリカ濃度 (%) | 相対密度 D_r (%) | 間隙率 n | 出典文献 |
|-----|---------|-----------|----------------|---------|------|
| 1 | いわき珪砂3号 | 6 | 60 | 0.45 | 文献6) |
| 2 | いわき珪砂4号 | 6 | 60 | 0.45 | 文献6) |
| 3 | 東北珪砂6号 | 6 | 40 | 0.43 | 文献7) |
| 4 | | | 60 | 0.40 | 文献7) |
| 5 | | | 80 | 0.38 | 文献7) |
| 6 | | | 40 | 0.43 | 文献7) |
| 7 | | | 60 | 0.40 | 文献7) |
| 8 | 東北珪砂7号 | 6 | 60 | 0.43 | 文献6) |
| 9 | | | 80 | 0.38 | 文献7) |
| 10 | 東北珪砂8号 | 6 | - | 0.43 | 文献6) |

取りまとめて表-3に示す。珪砂6号を使用したケースでは、密度の影響を確認するため、相対密度 D_r を40%、60%、80%の3種類としている。珪砂8号は細粒分含有率 F_c が高く、JIS A 1224の適用外であり、相対密度を規定できないため、珪砂7号と同じ間隙率に設定している。

供試体作製方法は、圧力注入装置を用いる方法¹³⁾と薬液中に砂を落下させる方法がある。薬液のゲル化時間や養生方法が統一されていれば、作製方法の違いが強度に及ぼす影響は少ない²⁾ため、本研究では、容易な方法である薬液中に砂を落下させる方法を用いた。供試体のサイズは、直径5 cm、高さ10 cmであり、供試体の中央に直径8 mm 高さ15 mmの超小型間隙水圧計 (HWT-8VC-

100KP-50-100-LP (センシズ製) を下向きに設置して載荷中の間隙水圧を計測している。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ている。一軸圧縮試験後の供試体を写真-1に示す。供試体中央に間隙水圧計が埋め込まれていることがわかる。本試験では、供試体の中心から斜めにせん断破壊することを想定して間隙水圧計を供試体中央に設置した。間隙水圧計の設置箇所は、せん断面と必ずしも一致しないものの、せん断面の近傍であるため、伝播した水圧を計測している。そのため、計測された水圧には、せん断面と間隙水圧計設置箇所との差によって生じるバラツキを含んでいることに留意が必要である。なお、養生中も間隙水圧を計測し、水圧の変化がほとんど生じないことを確認している⁹⁾。

超小型間隙水圧計の有無による強度の差を確認するために実施した予備実験の結果を表-4に示す。試料は珪砂7号を用い、薬液濃度6%、相対密度60%で供試体を作製して一軸圧縮試験を実施した。3供試体の平均誤差は3%程度であったことから、間隙水圧計設置による強度への影響は小さいと考えられる。

c) 圧裂引張り試験

圧裂引張り試験は、表-3に示すケース2~9で実施した。供試体作製方法は、一軸圧縮試験と同様であるが、間隙水圧計は設置していない。試験は、岩石の圧裂引張り試験方法(JGS 2551)に準拠した¹⁴⁾。なお、薬液改良土の一軸圧縮強さは、載荷速度に依存する⁹⁾ため、一軸圧縮試験と同じ載荷速度1%/minで実施した。圧裂引張り試験後の供試体を写真-2に示す。いずれの供試体も供試体断面の中央に縦方向の亀裂が生じて破壊していた。

(2) 2つの強度成分 (q_{u1} , q_{u2})

図-2に一軸圧縮試験結果の例(珪砂6号, シリカ濃度6%, D_r 40%)を示す。軸応力は、ひずみの増加に伴って増大し、ひずみ2%程度で最大値に達してから減少する。間隙水圧は、ひずみが1%程度となるまでは若干増加していくものの、その後は減少に転じて負圧となり、最小値に達してから負圧が解放されて0となる。間隙水圧の減少が始まる地点(図中点A)から正のダイレイタンスが発生していると考えられる。したがって、点A以降の増加応力は、ダイレイタンスに伴って発生した増加応力、点A以前は、ダイレイタンス発生前の増加応力と考えられる。そこで、点Aまでに増加した応力を q_{u1} とし、点A以降に増加した応力を q_{u2} として各々の強度発現メカニズムについて検討した。なお、点A以降の間隙水圧の減少量を σ_u として q_{u2} に及ぼす影響を評価した。また、軸応力最大時と間隙水圧最小時のひずみが異なる場合は、軸応力最大時の間隙水圧を最小間隙水圧と



写真-1 埋め込まれた間隙水圧計

表-4 超小型間隙水圧計の設置有無による強度差

| 湿潤密度 (g/cm ³) | 水圧計有 | | 水圧計無 | | 強度差 (kN/m ²) | 誤差割合 (%) |
|---------------------------|------------------------|-------|------------------------|-------|--------------------------|----------|
| | 強度(kN/m ²) | 平均 | 強度(kN/m ²) | 平均 | | |
| 1.927 | 146.7 | 151.0 | 1.935 | 143.0 | 4.6 | 3.0 |
| 1.958 | 144.3 | | 1.933 | 146.6 | | |
| 1.950 | 161.9 | | 1.921 | 149.5 | | |
| | | | | | | |

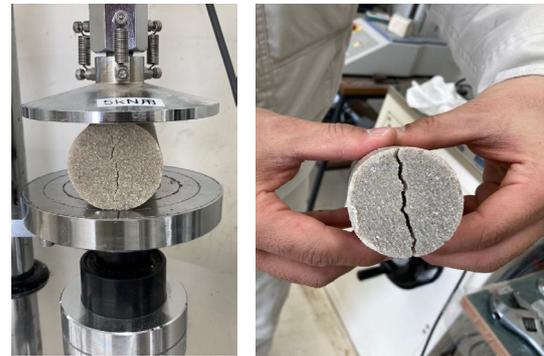


写真-2 圧裂引張り試験状況

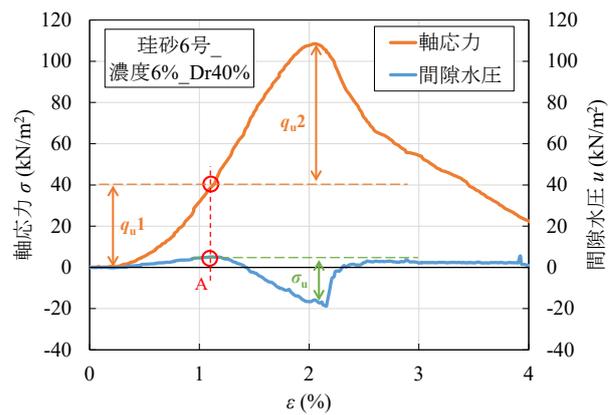


図-2 2つの強度設定方法⁷⁾

して設定した⁹⁾。

(3) 実験結果

図-3に珪砂6号を用いた薬液改良土の相対密度 D_r と一軸圧縮強さ q_u の関係を示す。図中の濃度6%、 D_r 60%のプロットが2点に見えるのは、 $q_u=83.7\text{ kN/m}^2$ と 83.8 kN/m^2

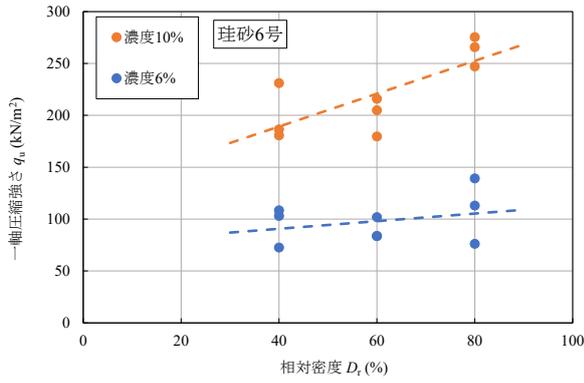


図-3 D_r と q_u の関係⁷⁾

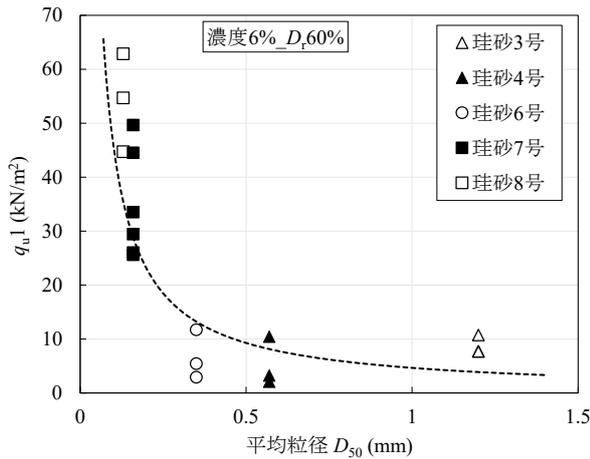


図-4 D_{50} と q_{u1} の関係 (文献6)に追記

が重なっているためである。 q_u は、 D_r が高くなるほど大きくなる傾向を示しており、 D_r 80%の3供試体の平均 q_u は、 D_r 40%の3供試体の平均 q_u と比較して、シリカ濃度6%で1.2倍、シリカ濃度10%で1.3倍となった。これは、社本ら⁸⁾や林・秋本¹⁵⁾と概ね同様の傾向であった。また、シリカ濃度10%の平均一軸圧縮強さは、シリカ濃度6%の2.2倍となり、薬液濃度の増加に伴って強度も大きくなった⁷⁾。

図-4に D_{50} と q_{u1} の関係を示す。これは、薬液濃度6%、相対密度60%の一軸圧縮試験結果をまとめたものである。低強度の範囲においてバラツキが見られるものの、 q_{u1} は D_{50} と相関関係にあり、 D_{50} が大きくなるほど q_{u1} は小さくなることわかる。後述するように、この原因は、土粒子が大きくなるほど、比表面積が小さくなり、土粒子とホモゲルの接触面積が小さくなるためと考えられる。

図-5に薬液濃度6%、 D_r 60%の一軸圧縮試験結果における D_{50} と q_{u2} の関係を示す。 q_{u2} は、 q_{u1} と同様に D_{50} と相関関係にあり、 D_{50} が大きくなるほど小さくなることわかる。これは、粒径が大きいほど、供試体の透水係数が高くなり、供試体内に負圧が蓄積しにくくなるためと想定している。

図-6に D_r と q_{u2} の関係を示す。これは、珪砂6号を使用した一軸圧縮試験の結果をまとめたものである。バラ

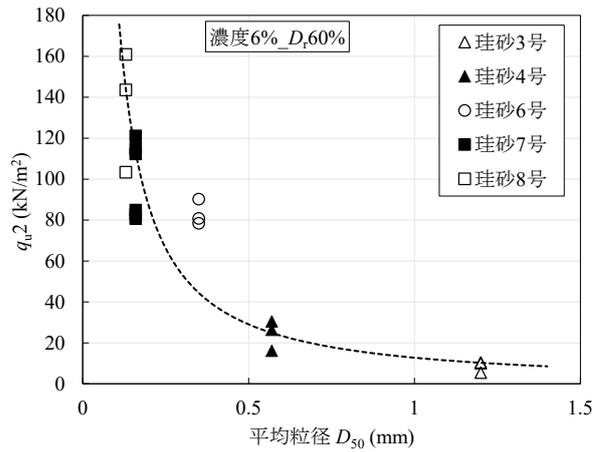


図-5 D_{50} と q_{u2} の関係

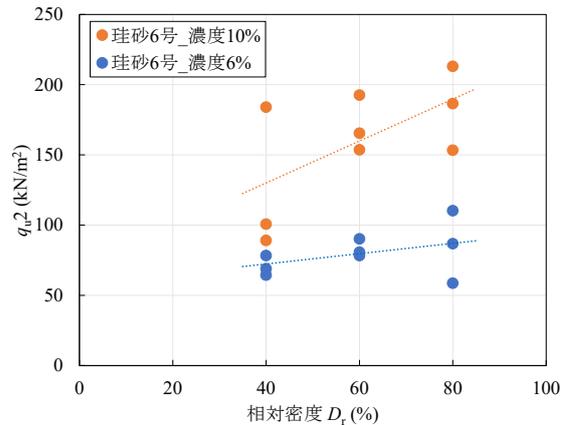


図-6 D_r と q_{u2} の関係⁷⁾

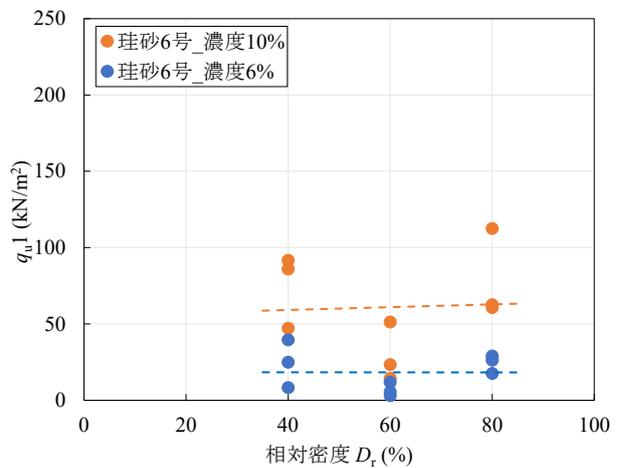


図-7 D_r と q_{u1} の関係⁷⁾

ツキが大きくなっているものの、 q_{u2} は D_r が高くなるほど大きくなる傾向を示している。薬液注入改良土は、 $q_u = 100\text{--}200 \text{ kN/m}^2$ 程度の低強度であるため、供試体端面の状況等、些細な要因でバラツキが生じやすい傾向にある。そのため、既往の研究^{8,15)}と同様に平均値を用いて全体の傾向を把握した。

図-7に D_r と q_{u1} の関係を示す。 q_{u2} と同様にバラツキは大きいものの、相対密度による増加傾向が確認できない

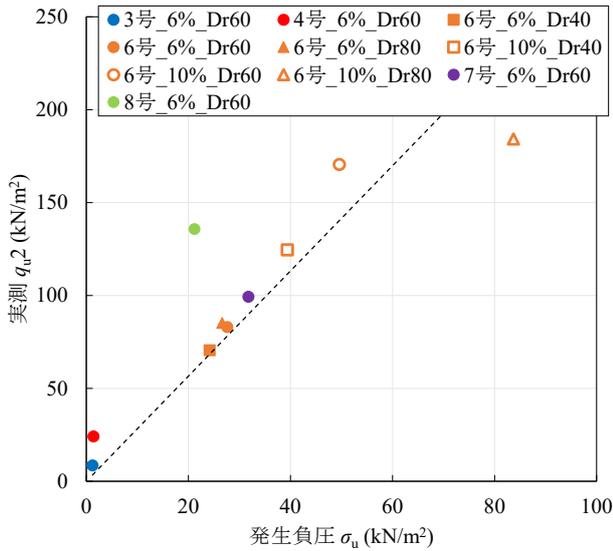


図-8 発生負圧と q_{u2} の関係

ため、 q_{u1} は q_{u2} と比べて D_r との相関が弱いものと考えられる。

図-8 に発生負圧 σ_u と q_{u2} の関係を示す。これは、表-3 に示す全ケースについて整理したものである。珪砂 3 号や珪砂 4 号の改良体の q_u は、 30 kN/m^2 以下と非常に小さく、発生負圧も 1 kN/m^2 程度と非常に小さいことから、間隙水圧の最大時（図-2 の点 A）を正確に取得することが困難であった。しかしながら、粒径、密度、濃度が異なる条件においても発生負圧の増加に伴って q_{u2} が大きくなる傾向を示していることから、 σ_u は q_{u2} に対して大きな影響を与えていると考えられる。

図-9 に、一軸圧縮強さ q_u のうち、 q_{u1} と q_{u2} が占める割合を珪砂の種類ごとに示す。これは、薬液濃度 6% のケースをまとめたものである。粒径が大きい珪砂 3 号だけは傾向が異なるものの、全体的には q_{u1} が占める割合は、概ね 20~30% となっており、 q_{u2} よりも小さい傾向を示している。

図-10 には、珪砂 6 号を用いた試験の q_{u1} と q_{u2} が占める割合を示す。全体的に q_{u2} の割合が大きいものの、濃度 10% で $D_r 40\%$ のケースは q_{u1} の割合が大きくなっており、濃度が高く、 D_r が小さい方が q_{u1} の割合が大きくなる傾向にある。濃度ごとにまとめると（図-11）、 q_{u1} が占める割合は、濃度 6% で 17.8%、濃度 10% で 27.8% となっており、 q_{u2} が占める割合よりも相対的に小さいことがわかる。また、 q_{u1} が占める割合は、濃度が高い方が大きくなっているため、 q_{u1} の方が薬液濃度の影響を受けやすい強度成分であると考えられる。

(4) q_{u1} の発現要因

q_{u1} は、正のダイレイタンスが発生する前の強度であるため、土粒子の大きな移動を伴わない強度である。

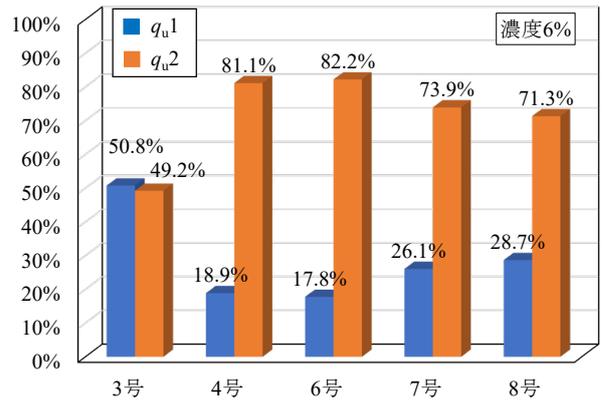


図-9 q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（砂の種類で比較）

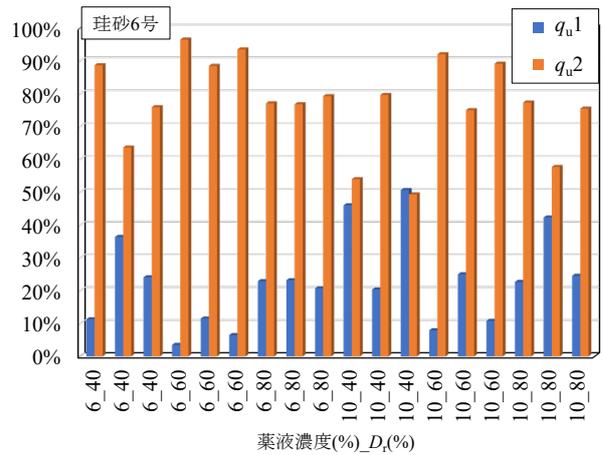


図-10 q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（珪砂 6 号）

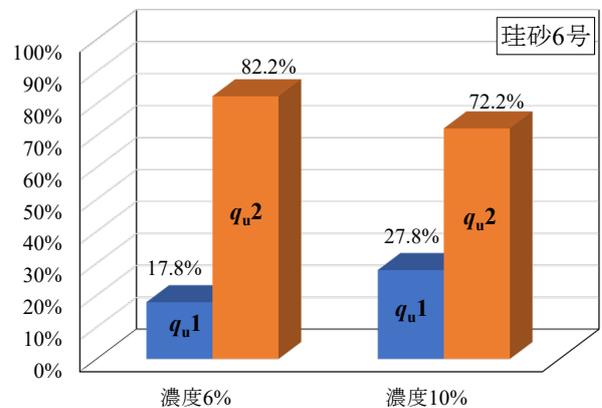


図-11 q_{u1} と q_{u2} が強度に占める割合（濃度で比較）

また、図-11 で示したように薬液濃度の影響を受けやすい強度成分であることから、薬液と土粒子の付着が関係するものと考えた。そこで、筆者ら⁹⁾は単位体積あたりの土粒子表面積 S を用いて q_{u1} を推定したものの、薬液と土粒子の付着力については明らかになっていない。

森・田村²⁾は、ダイレイタンスの影響を受けない強度として、限界強度 q_{R} を提案している。これは、給水可能条件において、一定応力で 24 時間載荷する一軸クリープ試験を実施して破壊が生じない最大応力と定義し

ている。この q_{GR} は、粒径や密度の影響が少なく、ホモゲルのせん断強度 c_0 から算定できるとしている。そこで、本試験の限界強度 q_{GR} を算定したが、 q_{GR} は q_{u1} の 1/10 程度となり、大きく異なっていた⁹⁾。

一方、本研究で着目した圧裂引張り試験は、薬液と土粒子の付着が切れて縦割れする破壊形態となるため、この試験で得られる圧裂引張り強さ α は、付着力との相関が強いと考えた。そこで、表-3 のケース 2~9 に対して圧裂引張り試験を実施し、 q_{u1} の発現要因に関する検討を行った。圧裂引張り試験で算出される圧裂引張り強さ α は、土粒子と薬液の付着力からなる強度であることから、 $\alpha = q_{u1}$ とする考え方（方法 I）と、拘束圧が無い状態で引張力を载荷した際の最大引張り応力と見なして、図-12 に示すモールクーロンの破壊規準で表す考え方（方法 II）がある。そこで、2つの方法を用いて q_{u1} を推定し、実測 q_{u1} と比較した。方法 II を用いた場合の改良土の粘着力 c_1 は式(1)で算定できる。

$$c_1 = \frac{\sigma_t}{2} \cdot \frac{1}{\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1)$$

ここで、 ϕ は使用砂の内部摩擦角とし、珪砂 4号、6号、7号の ϕ は、CD 三軸試験で求めた 37.0° 、 35.8° 、 38.2° を用いた。 q_{u1} はダイレイタンシーに関連しない粘着力成分ととらえ、拘束圧に依存しない強度であると考えた。そこで、 q_{u1} は粘着力 c_1 の 2 倍として算定した ($q_{u1} = 2c_1$)。

図-13 に方法 I、図-14 に方法 II で推定した q_{u1} と実測値の関係を示す。方法 I での推定では、実測値よりも小さくなる傾向にあるものの、推定値と実測値は概ね近い値を示している。方法 II での推定では、実測値よりも大きくなる傾向にあるものの、推定値と実測値は概ね近い値を示している。どちらの推定方法を用いても実測値に近い値になったことから、 q_{u1} は、粒径や薬液濃度の違いによらず、圧裂引張り強さ α を用いて、強度として直接的に評価できることがわかった。

(5) q_{u2} の発現要因⁹⁾

q_{u2} は、ダイレイタンシーの発生によって生じた負圧 σ_u により、有効応力が増加することで発現する強度であると考えられるため、図-15 に示すモールクーロンの破壊規準を適用した。図より、 q_{u2} は、载荷時に発生する σ_u と材料の内部摩擦角 ϕ から式(2)で示すことができ、 c_2 は、式(3)で示すことができる。

$$q_{u2} = 2 \cdot c_2 \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad (2)$$

$$c_2 = \sigma_u \cdot \tan \phi \quad (3)$$

図-16 に一軸圧縮試験中に発生した σ_u から式(2)(3)を用

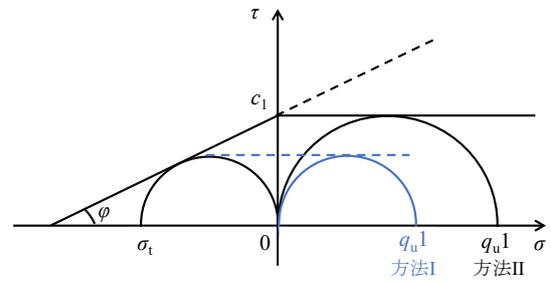


図-12 圧裂引張り強さと粘着力及び q_{u1} の関係

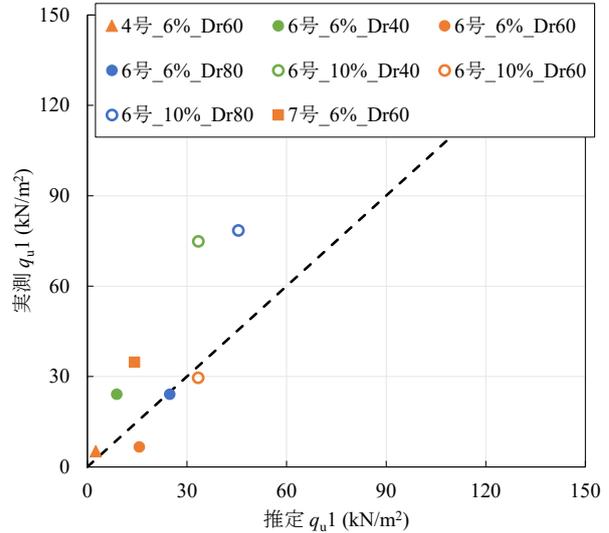


図-13 q_{u1} の推定値と実測値の比較（方法 I）

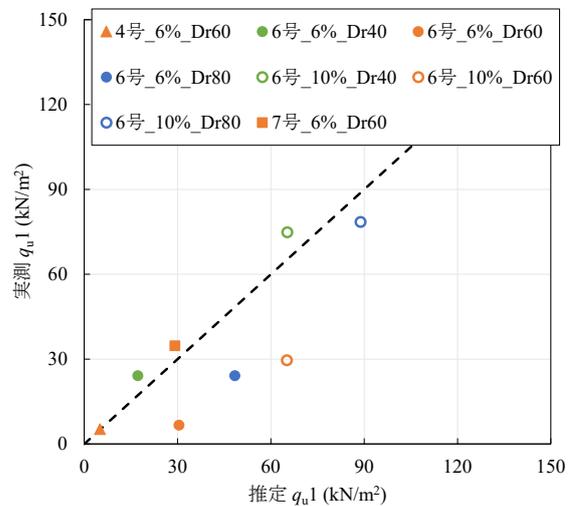


図-14 q_{u1} の推定値と実測値の比較（方法 II）

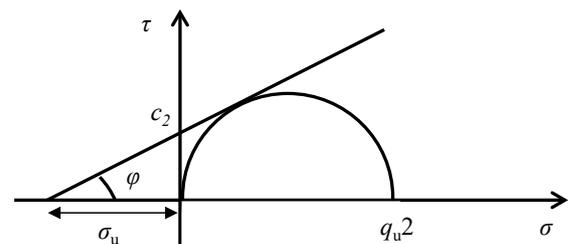


図-15 発生負圧 σ_u と q_{u2} の関係

いて推定した q_{u2} と実測 q_{u2} の関係を示す. 全体的に概ね近い値となっており, σ_u から推定した値が実測値と同等であることがわかる. このことから, q_{u2} は σ_u との相関が強く, ダイレイタンシーに関係していることが確認できた.

(6) q_u の発現要因

推定 q_{u1} と推定 q_{u2} の和で算定した推定 q_u と実験結果である実測 q_u の関係を図-17 と図-18 に示す. 図-17 が方法 I で q_{u1} を推定した結果であり, 図-18 が方法 II で q_{u1} を推定した結果である. 前述の通り, q_{u1} が q_u に占める割合は, 概ね 20~30% と小さいため, 図-13 や図-14 でみられたバラツキが, q_u の推定ではほとんど認められない. 推定 q_u は, 実測 q_u と概ね同等の値を示しており, 薬液改良土の q_u は, 土粒子と薬液の付着力に関する q_{u1} とダイレイタンシーに伴って発生する負圧に依存する q_{u2} によって構成されていることがあらためて確認できた.

3. 実施工における一軸圧縮強さの推定

これまでで把握できた強度発現メカニズムをもとに, 実用的な q_u の推定手法を提案する. q_{u1} の推定には圧裂引張り試験で求めた σ_u が必要であり, q_{u2} の推定には一軸圧縮試験の载荷中に発生する負圧 σ_u が必要であった. ただし, 現場での適用を考慮すると, より簡便で, 事前に必ず実施する粒度試験等の物理試験の結果から推定できることが望ましい. そこで, 本研究では, q_{u1} , q_{u2} との相関が強い, 粒径と密度に着目した推定手法について検討した.

(1) 推定手法

q_{u1} は, 土粒子と薬液の付着力に関連する強度であり, 粒径が大きいほど強度が小さい傾向を示していた (図-4). q_{u2} は, ダイレイタンシーの発生に関連する強度であり, 粒径および密度の影響を受けていた (図-5, 図-6). したがって, q_{u1} , q_{u2} と相関が強い, 粒径と密度に関連するパラメータを用いて q_u を推定することとした. そこで, 既往の研究¹⁾でも用いられている単位体積あたりの土粒子の表面積 S (cm^2/cm^3) を指標として用いることを考えた. S の算定では, 土粒子は平均粒径 D_{50} を直径とする球体であると仮定する. ただし, 現地土は, 実験で用いた珪砂と比べて均等係数が大きく, 細粒分も含まれるため, 細粒分含有率 F_c を考慮することで推定精度の向上をはかった. 具体的には, 細粒分の表面積を考慮した単位体積あたりの土粒子表面積 S^* (cm^2/cm^3) を, 式(4), 式(5)および式(6)で設定した.

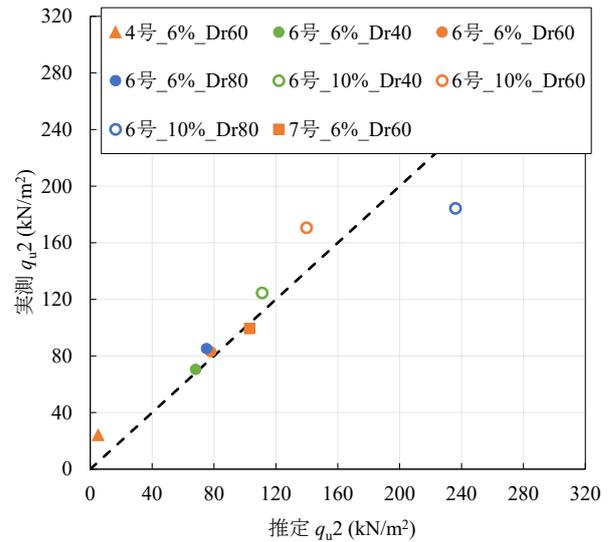


図-16 q_{u2} の推定値と実測値の比較

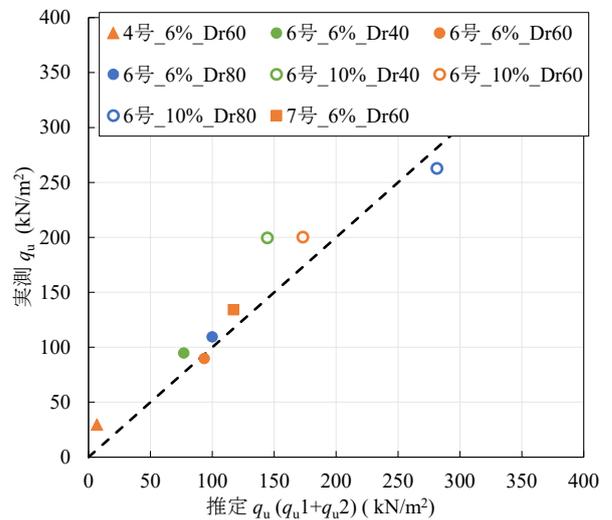


図-17 推定 q_u と実測 q_u の比較 (方法 I)

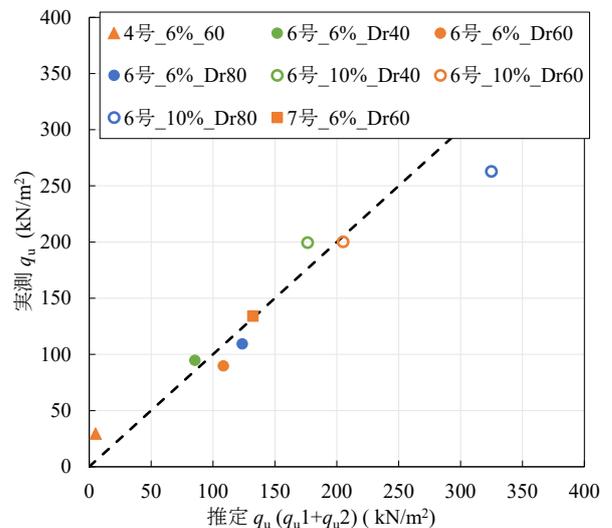


図-18 推定 q_u と実測 q_u の比較 (方法 II)

$$S^* = \rho_d \left(S_{Cm} \left(1 - \frac{F_c}{100} \right) + S_{Fm} \cdot \frac{F_c}{100} \right) \quad (4)$$

$$S_{Cm} = \frac{S_{Sc}}{\rho_s \cdot V_{Sc}} \quad (5)$$

$$S_{Fm} = \frac{S_{Sf}}{\rho_s \cdot V_{Sf}} \quad (6)$$

ここで、 S_{Cm} (cm²/g) は粗粒分の比表面積、 S_{Fm} (cm²/g) は細粒分の比表面積である。粗粒分は直径 D_{50} の球体と仮定して表面積 S_{Sc} (cm²) と体積 V_{Sc} (cm³) を算定した。一方、細粒分は直径 0.075mm の球体と仮定して表面積 S_{Sf} (cm²) と体積 V_{Sf} (cm³) を算定した。粗粒分と細粒分の直径は、実際の土粒子表面積を正確に評価したものではなく、あくまで推定式の指標として仮定している。さらに、物理試験で得られる土粒子密度 ρ_s (g/cm³) を用いてそれぞれの比表面積を算定した。密度の影響は、単位体積あたりの土粒子の重量である乾燥密度 ρ_d (g/cm³) で評価した。さらに、 F_c を用いて粗粒分と細粒分の含有率による重み付けを行った。以上より、式(4)で示される単位体積あたりの土粒子表面積 S^* は、事前調査で取得可能な物理試験結果から算定できる値である。

図-19 に本研究結果より求めた S^* と q_u の関係を示す。これは、表-2 に示した 5 種類の珪砂を用いて、表-1 の 3 種類の薬液濃度で作製した供試体の一軸圧縮試験結果をまとめたものである。なお、薬液濃度 8% のケース等、表-3 に含まれていないケースに関しては、別途一軸圧縮試験を実施した。 S^* と q_u の関係は、薬液濃度毎に異なるため、濃度毎に線形近似 ($Y = aX + b$) を行った。なお、 $S^* = 0$ は土粒子がない状態、すなわち薬液のみの状態を想定し、近似線の切片 (b) にはホモゲルの一軸圧縮強さ q_{uh} を使用した (式(7))。

$$q_u = a \cdot S^* + q_{uh} \quad (7)$$

図-19 では、薬液濃度ごとに S^* と q_u の関係を示しているが、濃度が同じであっても薬液の種類によってホモゲル強度が異なる場合があるため、濃度をパラメータとして用いることは適切でない。そこで、薬液濃度の代わりにホモゲル強度 (q_{uh}) をパラメータとして、式(7)の係数 a との関係性を求めた (図-20)。図中の縦軸との交点は、 $q_{uh} = 0$ kN/m² であるため、未改良地盤と考えることができる。未改良の珪砂は、 S^* が大きくなっても $q_u = 0$ kN/m² と考えられることから、 $a = 0$ となる。したがって、係数 a は、 $q_{uh} = 0$ kN/m² において $a = 0$ となる累乗近似を用いて式(8)で推定した。

$$a = 0.381 \times q_{uh}^{0.397} \quad (8)$$

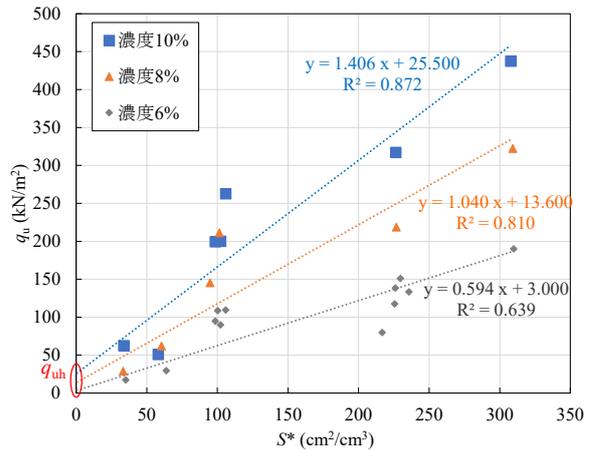


図-19 S^* と q_u の関係

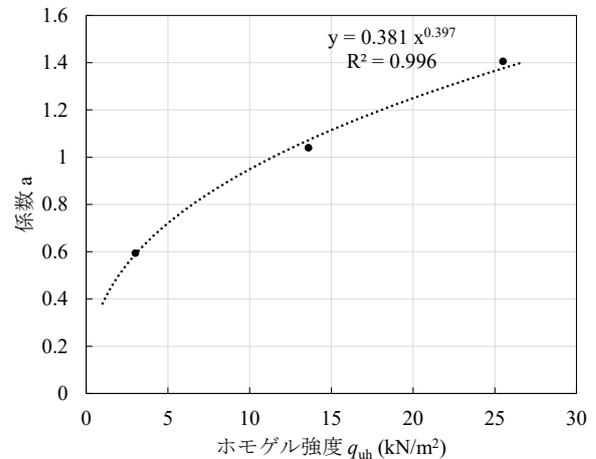


図-20 q_{uh} と係数 a の関係

(2) 現地土の試験結果による提案推定式の検証

式(4)～式(8)を用いて、配合試験前に取得できる諸量から q_u を推定できることを示した。そこで、実施工において実施した現地土の配合試験の結果を用いて、この推定方法の妥当性を確認した。使用した配合試験結果は、検証に必要なデータがそろった国内 21 現場の 86 データである。実施工では、3 供試体の平均値で評価するため、ここでも 3 供試体の平均値を 1 データとしている。使用データのうち 34 データは一軸圧縮試験時に含水比計測を実施していたため、間隙体積に占める薬液体積の割合である充填率を算定した。ここでは、 q_{uh} が 10 kN/m² 未満を低強度、10~20 kN/m² 程度を中強度、約 20 kN/m² 以上を高強度とし、 S^* と q_u の関係を図-21~23 に示す。破線が現地土の土質データと使用薬液の q_{uh} から推定した強度であり、プロットが配合試験の結果である。

図-21 は q_{uh} が 6.9, 8.3, 9.4 kN/m² の低強度データであり、薬液のシリカ濃度は 6~7% 程度に相当する。 q_{uh} が 6.9 kN/m² および 9.4 kN/m² の○で囲んだ結果は、推定値よりかなり低い強度となっている。写真-3 にこの試験の供試体を示す。○で囲んだ箇所には大きな空隙が生じている。

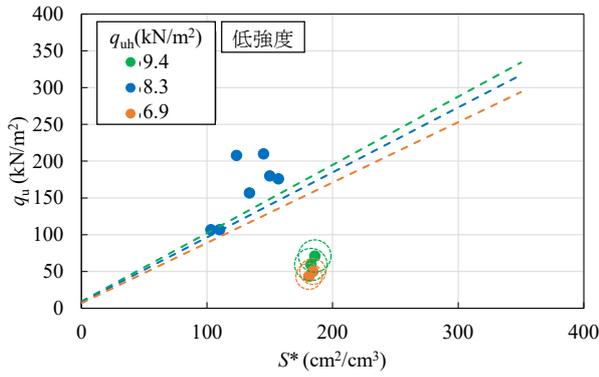


図-21 現地土における S^* と q_u の関係 (低強度)

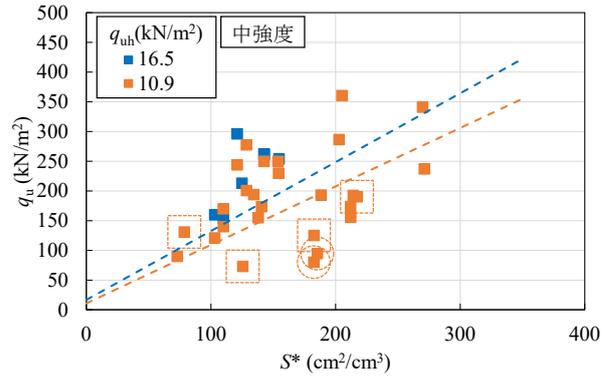


図-22 現地土における S^* と q_u の関係 (中強度)

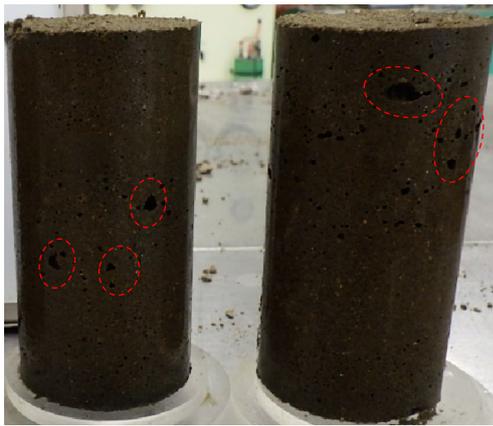


写真-3 アルカリ性の試料を用いた供試体

これは、pH が 10 程度のアリカリ性の土試料を使用した試験であり、貝殻等に含まれる炭酸塩（炭酸カルシウム）と酸性の薬液が反応して二酸化炭素が発生し、供試体内に気泡ができる発泡現象¹⁰⁾によるものと考えられる。これが、推定値よりもかなり低い強度となった原因と考えられる。 q_{uh} が 8.3 kN/m^2 の結果は、 F_c が 10% 未満、 U_c が 5 以下、 D_{50} が 0.3 mm 程度の均質な砂を対象とした同一地区にある隣接工区のデータであり、本研究で用いた珪砂に近い条件である。そのため、推定線より 50 kN/m^2 程度大きな値もあるが、概ね推定線に近い値となっている。

図-22 は、 q_{uh} が $10.9, 16.5\text{ kN/m}^2$ の中強度のデータであり、薬液のシリカ濃度は 7~8% 程度に相当する。 q_{uh} が 10.9 kN/m^2 の○で囲んだ結果は、前述の発泡現象を起こした試料の結果であり、推定線よりもかなり低いことがわかる。□で囲んだ結果は、充填率が 90% 以下のデータであり、推定線より低いデータが多くなっている。 q_{uh} が 16.5 kN/m^2 の結果は、 q_{uh} が 8.3 kN/m^2 の結果と同地区のデータであり、 q_{uh} が 8.3 kN/m^2 の結果と同様に概ね推定線に近い値となっている。

図-23 は、 q_{uh} が $19.6, 29.6, 56.3\text{ kN/m}^2$ の高強度のデータであり、薬液のシリカ濃度は 8~11% 程度に相当するものである。○と□で囲んだ結果は、前述の発泡現象、低充填率の供試体であり、同じ傾向を示している。 q_{uh} が

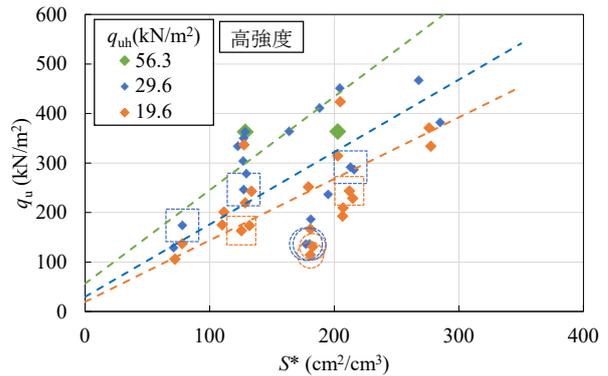


図-23 現地土における S^* と q_u の関係 (高強度)

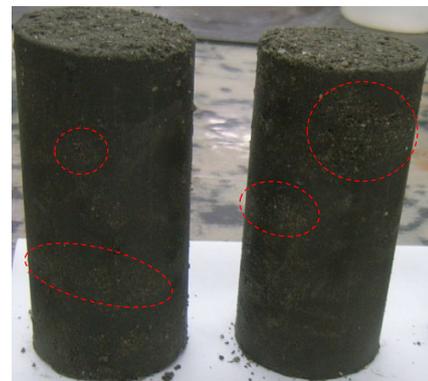


写真-4 不均質な試料を用いた供試体

56.3 kN/m^2 の 2 試料のうち、推定線よりも小さくなっている結果は、均等係数が 270 の不均質な試料を用いたものである。写真-4 は、この試験の供試体であり、○で囲んだ箇所に薬分が密集している。細粒分と薬分が多く含まれている試料であるため、供試体作製時に材料分離が発生し、大きな粒子が密集して弱部が形成されたと考えられる。 q_{uh} が 19.6 kN/m^2 および 29.6 kN/m^2 の結果は、データ数が多く、全体的にバラツキが見られた。しかしながら、推定線は概ね試験結果の傾向を捉えており、○と□で囲んだ結果を除けば、実験結果の下限近くに位置することがわかる。

図-24 は、実測 q_u と S^* から推定した q_u を比較したものである。○で囲んだ結果は、前述の発泡現象の試料であ

り、実測値が推定値よりもかなり小さい結果となっている。発泡現象を起こす試料は、アルカリ性であるといった特徴を有しており、海域の試料では貝殻を含んでいることもある。したがって、推定値よりも非常に小さな強度となる試料は、pH 計測や目視確認によって事前に判別することができる。ここで、発泡現象の結果を除いて評価すると、推定値よりも実測値の方が大きい結果が全体の 68% を占めており、本推定手法は小さめの強度を推定することがわかる。平均絶対誤差 (MAE) が 58.0 kN/m²、決定係数 R² が 0.52 であることから、ある程度の誤差を含んでしまうものの、1 次推定としては十分に実用に供するものと考えられる。

以上より、本推定手法は、配合試験前に取得できる少ないパラメータでの推定であるにも関わらず、試験結果の傾向をある幅をもって捉えられていることから、実施工での簡易強度推定手法としては有用性が高いと考えられる。なお、本手法による推定値は、実測値より低く評価する傾向にあることに留意する必要がある。

4. 結論

本研究では、これまでに実施した、間隙水圧計を埋め込んだ供試体の一軸圧縮試験の結果を取りまとめて総合的に評価した。さらに、土粒子と薬液の付着力を明らかにすることを目的として圧裂引張り試験を実施することで、薬液改良土の強度発現メカニズムについて検討した。また、配合試験前の事前調査で取得できる土質試験結果を用いて q_u を推定する手法を提案し、その妥当性について検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 薬液改良土の一軸圧縮強さ q_u は、ダイレイタンシー発生前の強度 q_{u1} とダイレイタンシー発生後の強度 q_{u2} によって構成されている。
- 2) 一軸圧縮強さ q_u のうち、 q_{u1} が占める割合は概ね 20~30% であり、 q_{u2} が占める割合の方が大きい。この割合は薬液濃度によって異なり、濃度が高くなるほど q_{u1} が占める割合が大きくなる。
- 3) q_{u1} は、土粒子と薬液の付着に関係する強度であり、圧裂引張り試験によって得られる圧裂引張り強さ σ_c を用いて、強度として直接的に評価することができる。
- 4) q_{u2} は、一軸圧縮試験の載荷時に発生する負圧 σ_u と使用材料の内部摩擦角 ϕ を用いて推定することが可能であり、ダイレイタンシーの発生に伴って生じる負圧に関係する強度である。
- 5) 事前調査で取得できる平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c 、乾燥密度 ρ_d 、土粒子密度 ρ_s 、薬液のホモゲル強度 q_{uh} を用いた q_u の簡易推定式を提案した。

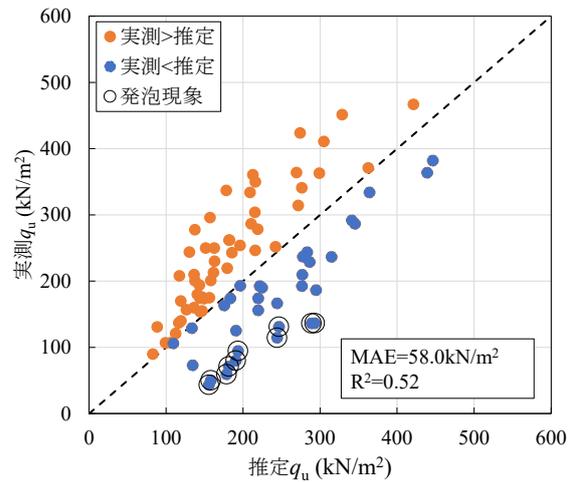


図-24 S^* を用いた推定 q_u と実測 q_u の比較

- 6) 簡易推定式による推定結果は、ある程度の誤差を含んでいるものの、現地土の配合試験結果と概ね同様の傾向を示すことから、実施工での簡易強度推定手法として有用性が高いと考えられる。
- 7) 本手法による推定値は、実測値より低く評価する傾向にある。
- 8) 推定式の誤差要因は、使用材料の化学的性質、貝殻の混入、薬液の充填率および供試体作製時の材料分離であり、これらの要因を含む供試体の試験結果は推定強度より低くなる可能性がある。

謝辞: 本研究の室内実験では、齋藤有沙氏 (元日本大学工学部, 現福島県庁) と佐藤海渡氏 (元日本大学工学部, 現東急建設) に多くのご助力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

REFERENCES

- 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.22, 2020. [Coastal Development Institute of Technology: *Permeable Grouting Method Technical Manual (revised edition)*, p.22, 2020.]
- 2) 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. [Mori, A. and Tamura, M.: Engineering property of strength in sands stabilized by silicate grout, *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 1986, Issue 370, III-5, pp. 113-122, 1986.]
- 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. [Hayashi, K. and Ono, Y.: Relationship between the strength of homo gel substance and improved sand, *44th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 607-608, 2009.]
- 4) 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. [Suwa, Y., Suemasa, N. and Simada, S.: A mechanism of growing strength in chemical

- grouted specimen, *40th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 753-754, 2005.]
- 5) 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. [Suwa, Y., Suemasa, N., Simada, S. and Sasaki, T.: Mechanism of strength increase of improved soil using low silica-concentration chemicals, *Proceedings of the 61st Annual Conference of Japan Society of Civil Engineers*, pp. 251-252, 2006.]
 - 6) 秋本哲平, 仙頭紀明, 上野一彦: 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, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.78, No.2, pp. I_535-I_540, 2022. [Akimoto, T., Sento, N. and Ueno, K.: Evaluation of factors affecting the unconfined compressive strength of chemically improved soil, *Journal of Japan Society of Civil Engineers Series B3 (Ocean Engineering)*, Vol. 78, No.2, pp. I_535-I_540, 2022.]
 - 7) 秋本哲平, 上野一彦, 仙頭紀明, 佐藤海渡, 齋藤有沙: 薬液注入改良土の強度発現メカニズムに関する基礎的研究, 第 57 回地盤工学研究発表会, 22-4-3-01, 2022. [Akimoto, T., Ueno, K., Sento, N., Satou, K. and Saitou, A.: Fundamental study on the strength development mechanism improved soil, *57th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, 22-4-3-01, 2022.]
 - 8) 社本康広, 天利実, 風間広志, 桂豊: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.761-762, 2005. [Shamoto, Y., Amari, M., Kazama, H. and Katsura, Y.: Relation between relative density and unconfined compression strength of improved soil specimen with specialized silica grout, *40th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 761-762, 2005.]
 - 9) 天利実, 社本康広, 風間広志: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係に粒径が及ぼす影響, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.791-792, 2006. [Amari, M., Shamoto, Y. and Kazama, H.: The influence of a grain diameter on the relation between relative density and unconfined compression strength of improved soil specimen with specialized silica grout, *41st Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, pp. 791-792, 2006.]
 - 10) 栗原聡, 末政直晃, 島田俊介, 佐々木隆光: 薬液注入地盤の強度特性に関する研究, 土木学会第 62 回年次学術講演会, pp.687-688, 2007. [Kurihara, S., Suemasa, N., Simada, S. and Sasaki, T.: Study on the strength properties of chemical injected ground, *Proceedings of the 62nd Annual Conference of Japan Society of Civil Engineers*, pp. 687-688, 2007.]
 - 11) 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, 土木学会第 74 回年次学術講演会, III-505, 2018. [Ishizuka, K., Saitou, K., Akimoto, T. and Sento, N.: Relationship between particle size and strength of permeable grouting method improved soil, *Proceedings of the 74th Annual Conference of Japan Society of Civil Engineers*, III-505, 2018.]
 - 12) 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, p.411, 2018. [The Ports & Harbours Association of Japan: *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan*, p.411, 2018.]
 - 13) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版], pp.454-464, 2020. [Japanese Geotechnical Society: *Japanese Standards and Explanations of Laboratory Tests of Geomaterials (The First Revised Edition)*, pp.454-464, 2020.]
 - 14) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版], pp.1020-1028, 2020. [Japanese Geotechnical Society: *Japanese Standards and Explanations of Laboratory Tests of Geomaterials (The First Revised Edition)*, pp.1020-1028, 2020.]
 - 15) 林健太郎, 秋本哲平: 細粒分を多く含む砂の最大密度, 第 15 回地盤工学会関東支部発表会, pp.70-71, 2018. [Hayashi, K. and Akimoto, T.: Study on the maximum density of sand with a high amount of fines content, *15th GeoKanto*, pp. 70-71, 2018.]
 - 16) 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.55, 2020. [Coastal Development Institute of Technology: *Permeable Grouting Method Technical Manual (revised edition)*, p.55, 2020.]

(Received February 3, 2023)

(Accepted July 6, 2023)

STUDY ON THE STRENGTH DEVELOPMENT MECHANISM AND SIMPLE STRENGTH ESTIMATION OF CHEMICALLY IMPROVED SOIL

Tepei AKIMOTO, Noriaki SENTO and Kazuhiko UENO

When the estimated strength of improved soil cannot be achieved due to soil condition, time and economic losses may be incurred by re-performing mixing tests and re-considering an applicable construction method. To avoid this situation, it is necessary to develop methods for strength estimation as well for compensation of insufficient strength. This study summarizes the results of unconfined compression tests conducted until now using specimens with embedded micro pore water pressure gauges. In addition, splitting tension test was conducted on the chemically improved soil. The test results confirmed that the strength resulting from the adhesion force between the chemical and soil particles can be calculated from the splitting tension strength. A simple formula for strength estimation, using soil parameters obtained from preliminary investigation, was then proposed and validated with a local soil.