

応力解放による粘着力の過小評価と簡易三軸試験による再評価事例

中央開発株式会社 ○青木 大和, 栗原 朋之, 本杉 ななね

1. はじめに

本調査は堤防の拡築事業において、堤体の沈下に対する検討、浸透に対する照査を行うために必要な基礎資料を得ることを目的として行った。調査地では腹付けおよび堤防の嵩上げが計画されており、調査地から十数 m 程の距離に位置する鉄道への影響が懸念されていた。

本稿では、既往調査の結果から地盤工学的な問題点を抽出し、応力解放による乱れ（以下、単に“乱れ”と略す）の評価のための簡易 CU 試験を提案および実施、強度・変形係数の再評価を行った事例について紹介する。

2. 地盤状況と既往調査

河川の左岸側横断方向の想定地質断面図を図-1に、左岸側堤体上の縦断方向の想定地質断面図を図-2に示す。地層構成としては、堤防縦断・横断方向ともに各土層が概ね水平に堆積する。

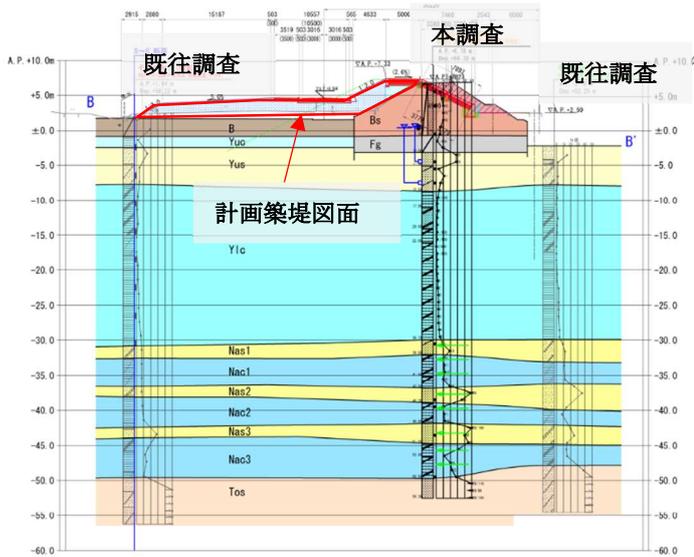


図-1 河川左岸側横断方向の想定地質断面図

調査地点の周辺には既往のボーリングデータが20本あり、内12本は本事業の一環として行われたものである。しかしながら、これら20本の既往ボーリングデータの中には土質試験のデータシートがないもの、試料の採取深度が不明なものなど、試験値の妥当性の確認が難しいデータが含まれていた。また GL-30m 以深の粘性土の粘着力を一軸圧縮試験により設定しており、粘着力が過小評価されている可能性が考えられた。過年度の設計業務では、これらのデータを用いて設定した土質定数をもとに対策工の検討が行われており、対策仕様が過大となる可能性が考えられた。

そのため本調査では、試験値の評価ができない既往ボーリングデータ7本は土質定数設定には用いず、残りの13本の既往ボーリングデータと本調査のボーリングデータ1本の計14本を用いて新たに土質定数を設定することとした。

3. 提案事項

既往調査では GL-30m 以深の粘性土に対し一軸圧縮試験を実施し、その結果により粘着力を設定していた。一軸圧縮試験は拘束圧の作用しない状態で長軸方向に圧縮し、圧縮応力の最大値（一軸圧縮強さ）を求める試験である。GL-30m 以深の試料では乱れの影響が考えられ、拘束圧の作用しない一軸圧縮試験では供試体が原地盤の圧密状態を考慮した強度の評価ができていないと考えられる。

上記に対して、本事業では堤防の嵩上げが計画されているため、载荷重による圧密後に新たに急速な载荷重を受ける時の地盤の安定・変形問題に対応する三軸圧縮試験（圧密非排水(CU)条件)での評価が適当である¹⁾。

そこで本業務では、既往の一軸圧縮試験の妥当性の評価も念頭に入れ、簡易 CU 試験を提案し、今回と既往の試

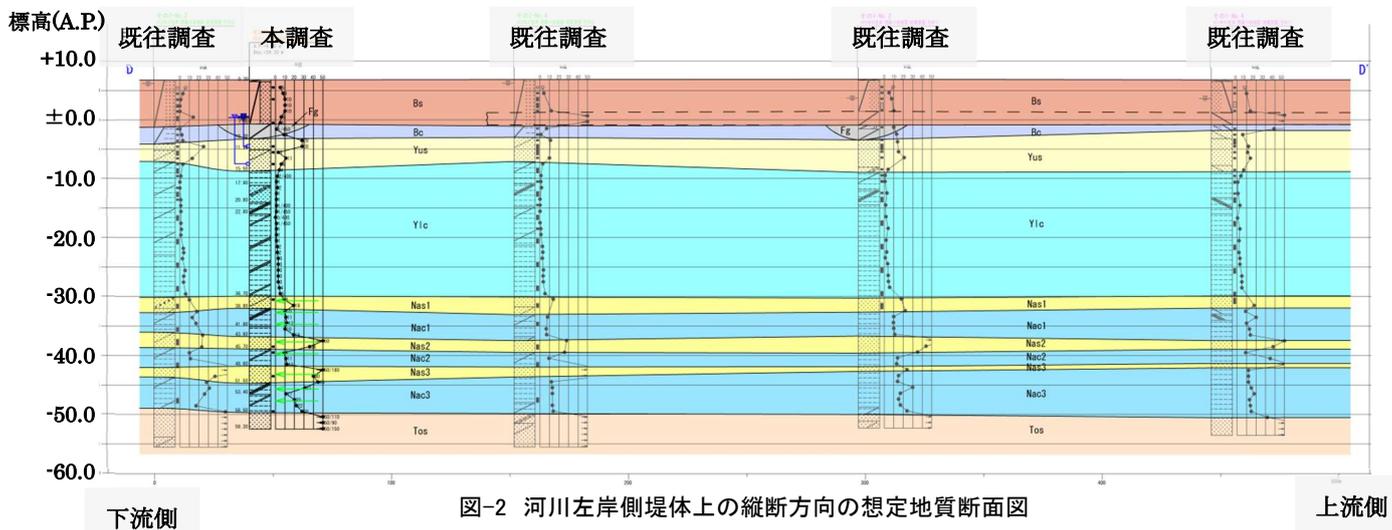


図-2 河川左岸側堤体上の縦断方向の想定地質断面図

下流側

上流側

料について乱れによる強度低下の評価を行い、粘着力の補正および再設定を行うこととした。なお、簡易 CU 試験とは、平均拘束圧($p_0 \cdot (1+2K_0)/3$)で120分間等方圧密し、せん断速度 0.1%/min で圧縮する試験である。得られた強度は簡易 CU 強度(Su_2)と記す。

4. 簡易 CU 試験による強度の評価

乱れの影響の程度は、一軸圧縮強度($qu/2$)と簡易 CU 強度(Su_2)を用いて評価することができる²⁾。本調査における試料の一軸圧縮強度と簡易 CU 強度の相関を図-3 に示す。これより、本調査の試料は全て $qu/2 \leq 0.60Su_2$ の範囲にプロットされ、試料採取後の応力解放による強度低下が顕著であると評価することができる。

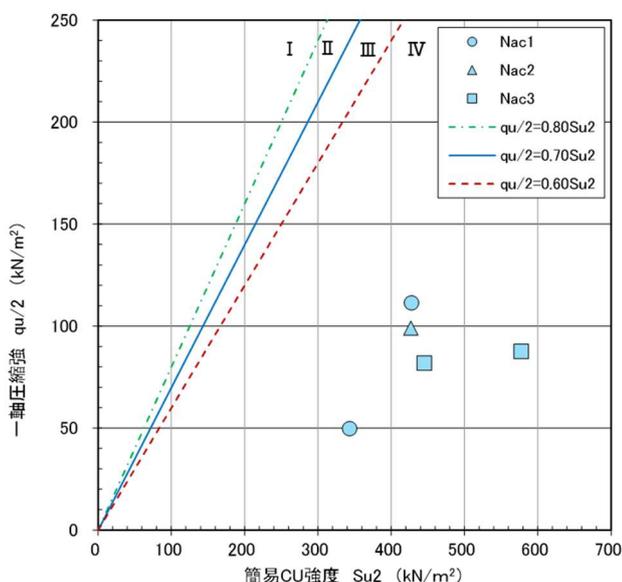


図-3 $qu/2$ と Su_2 の比較と判定ランク図

「土田ほか、1989」より、強度としては簡易 CU 強度を補正して $0.65Su_2$ を用いることができる。ただし、簡易 CU 試験は本業務の実施であり、今回得られた簡易 CU 強度をそのまま土質定数とするにはデータ数が不十分であると考へた。そこで本業務では、今回得られた簡易 CU 強度 ($0.65Su_2$) を参考値(強度の最大値の目安)として、既往業務での試験結果、土質定数の設定値を精査することとした。

5. 調査結果

粘着力の標高分布図を図-4 に示す。Nac 層の強度は一般的に上位の Y1c 層の強度よりも大きいことが想定されるが、本調査の 5 試料の一軸圧縮強度はそうになっておらず、乱れによる強度低下が顕著であると判断される。従って本調査における強度低下が顕著であると評価される試料と同程度の強度を示す既往調査結果についても強度低下が顕著であると評価できる。

以上を踏まえて、今回は既往調査を含めた試験結果の

うち、乱れの影響が非常に大きいと考えられる供試体の試験値を棄却し、残りの一軸圧縮強度を用いて Nac 層の粘着力を設定した。粘着力の値は、Nac1層で 154.9 kN/m^2 、Nac2層で 168.7 kN/m^2 、Nac3層で 236.1 kN/m^2 となった。これは、既往の設計業務で設定された Nac 層の粘着力 $61.0 \sim 104.0 \text{ kN/m}^2$ に対して高強度に見直されたことになる。なお、これらの粘着力は簡易 CU 強度の参考値 ($0.65Su_2$) よりも小さくなっていることから、十分安全側の設定であると考えられる。

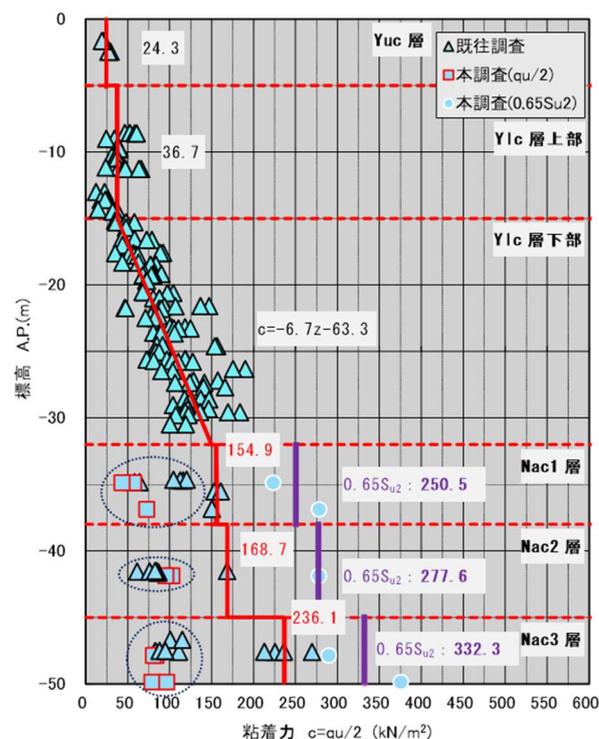


図-4 粘着力の深度分布図

6. まとめ

本業務では既往調査結果を精査し、地盤工学的な問題点の抽出、調査の提案、既往調査を含めた土質定数の再設定を行った。簡易 CU 試験による試料の乱れの影響に関する評価では、既往調査および本調査の Nac 層の採取試料の多くがその影響を受けており、強度が過小に設定されていたことが明らかとなった。本業務で地盤状況により則した土質定数に再設定したことで、より適切な設計が行われると考えられる。

今回の事例のように、地盤状況や試料に則した適切な調査条件や試験方法を提案・実施することは重要である。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版]，pp. 575-622，2020。
- 2) 土田孝，水上純一，及川研，森好生：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol. 28，No. 3，pp. 81-145，1989。

緩い砂を圧密非排水三軸圧縮試験した場合の強度定数の算定方法

中部土質試験協同組合 ○池田 謙信, 法安 章二

1. はじめに

緩い砂に対し、土の圧密非排水(Cub)三軸圧縮試験(以下、三軸圧縮試験とする)を行い、強度定数を求める場合、圧密圧力の大きさによってモール円の大きさや位置に関する傾向が異なり、1本の破壊包絡線を引くことに苦慮し、強度定数の算定が困難な場合がある。

一般に、砂は密度の状態に応じて主応力差や間隙水圧などのせん断挙動に変化が現れることが知られている¹⁾。図-1は、砂の非排水三軸圧縮試験時の挙動を示す。非常に緩い砂(c)では、試験開始直後のひずみが小さい段階で主応力差は最大値を示し、その後減少する。また、平均有効応力は減少傾向を示す。一方、やや密度が高い緩い砂(b)では、主応力差は最大値を示した後減少するものの、ひずみの進行に伴い再び増加し、最大値を示す。また、平均有効応力は減少傾向から変相し増加に転じる。

密度状態の変化は、三軸圧縮試験の圧密過程によっても生じる。その結果、せん断挙動が変化し、強度定数の算定に影響を及ぼすと考えられる。

本報文では、緩い砂に対して、様々な圧密圧力を適用した三軸圧縮試験を実施し、密度状態やせん断挙動が変化した場合の、強度定数の算定方法について報告する。

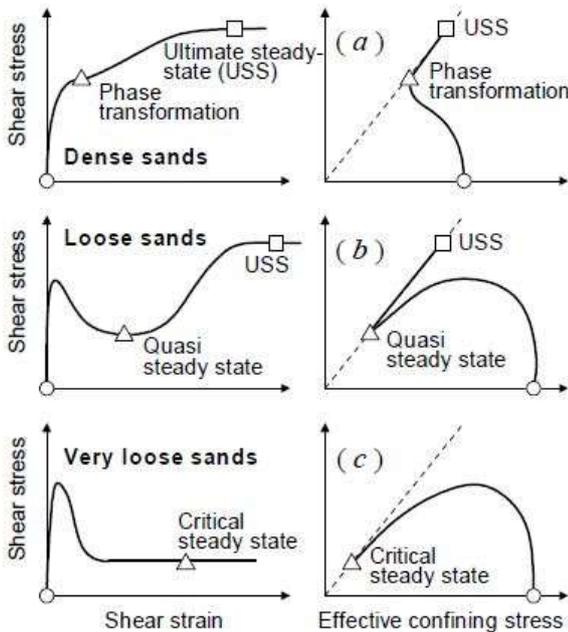


図-1 砂の非排水三軸圧縮試験時の挙動¹⁾

2. 試験試料及び試験方法

(1) 試験試料

試験試料は、自然地盤から採取した細粒分質砂とした。試料の物理試験結果を図-2に示す。

また、突固めによる土の締固め試験(A-c 法)結果は、

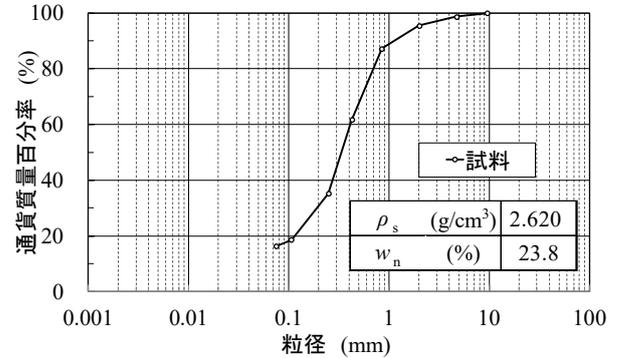


図-2 試料の物理試験結果

最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.720$ g/cm³、最適含水比 $w_{opt}=17.6$ %であった。

(2) 試験方法

① 供試体作製方法

三軸圧縮試験に用いる供試体の作製条件については、密度条件は非常に緩い締固め度 $D_c=75$ %にあたる $\rho_d=1.290$ g/cm³、含水条件は自然含水比である $w_n=23.8$ %とした。また、突き固めにより供試体を作製し、 $h=100$ mm、 $\phi=50$ mmの大きさとした。

② 試験方法

試験方法は、三軸圧縮試験方法(JGS 0523-2020)²⁾に準拠し、圧密圧力 $\sigma'_c = 25, 50, 100, 150, 300, 400, 550, 700$ kN/m²、背圧は200 kN/m²とした。また、せん断過程のひずみ速度は0.05 %/minとした。

3. 試験結果

(1) 各種試験結果

圧密圧力 $\sigma'_c = 25, 50, 100, 150$ kN/m²(以下、低圧側とする)の主応力差・間隙水圧とひずみの関係を図-3に、圧密圧力 $\sigma'_c = 300, 400, 550, 700$ kN/m²(以下、高圧側とする)の主応力差・間隙水圧とひずみの関係を図-4に、各供試体の有効応力経路を図-5に示す。

主応力差・間隙水圧とひずみの関係において、図-3より低圧側4供試体では、ひずみが小さい段階で主応力差は最大値を示し、その後、減少した。間隙水圧は、 $\epsilon=15$ %まで増加し続けた。図-4より高圧側4供試体では、ひずみが小さい段階で主応力差は一旦最大値を示し、平衡からやや減少した。その後、ひずみの進行に伴い再び増加し、 $\epsilon=15$ %付近で最大値を示した。間隙水圧は、最大値を示した後、やや減少し $\epsilon=15$ %を迎えた。

有効応力経路において、図-5より低圧側4供試体では、主応力差は最大値を示した後減少し、平均有効応力は減少し続けた。高圧側4供試体では、主応力差は一旦最大値

を示した後再び増加し、平均有効応力は減少傾向から変相し、やや増加した。

これらから、低圧側4供試体は、図-1で示した非常に緩い密度状態(c)のせん断挙動、高圧側4供試体は、緩い状態(b)のせん断挙動にあたり、圧密圧力が150と300 kN/m²の間でせん断挙動が変化したと考えられる。

(2) 強度定数の算定

図-6にモール円と強度定数を示す。破壊の定義については、試験方法に基づき主応力差の最大値とし、その時の間隙水圧の値を用いて全応力・有効応力のモール円を示した。また、今回の対象は緩い砂であるため、 c および c' は0とし、 ϕ と ϕ' を算出した。

全応力における ϕ の値は、低圧側4供試体(非常に緩い状態)では11.6°、高圧側4供試体(緩い状態)では13.5°と差異は比較的小さい。しかし、高圧側4供試体(緩い状態)のせん断挙動が、図-1の(a)に近い場合、主応力差は大きくなることが考えられるため、試験結果を良く確認する必要がある。

有効応力における ϕ' の値は、低圧側4供試体(非常に緩い状態)では21.1°、高圧側4供試体(緩い状態)では35.1°と大きな差が生じた。主応力差最大値における間隙水圧に着目すると、低圧側4供試体(非常に緩い状態)は、上昇過程にあり圧密圧力に対して43~56%程度の大きさ、高圧側4供試体(緩い状態)は、最大値付近にあり圧密圧力に対して71~78%程度の大きさと差異が見られた。有効応力のモール円は、全応力のモール円を間隙水圧の大きさ分横軸方向へ移動させたものにあたるため、せん断挙動の変化に伴う間隙水圧の大きさの違いが、 ϕ' に影響したものと考えられる。

4. まとめ

試験結果から、圧密圧力をせん断挙動の変化が生じる範囲に設定した場合、特に有効応力のモール円に対して、1本の破壊包絡線を引くことが困難なケースがあることが明らかとなった。このような場合、主応力差・間隙水圧とひずみの関係や有効応力経路を参考に、せん断挙動の状態を特定し、それぞれの状態に応じた破壊包絡線を用いて強度定数を算定することが妥当であると考えられる。また、緩い砂の場合、圧密圧力の設定によって過大または過小な強度定数が算出される可能性があるため、設計時の圧力状態を正しく反映した圧密圧力を設定した上で三軸圧縮試験を実施することが重要となる。

《引用・参考文献》

- 1) 吉嶺充俊(1999): さまざまな応力・ひずみ条件における砂の非排水せん断挙動, 第44回地盤工学シンポジウム発表論文集,
- 2) 地盤工学会編(2020): 地盤材料試験の方法と解説—

二分の二一, pp. 593~644.

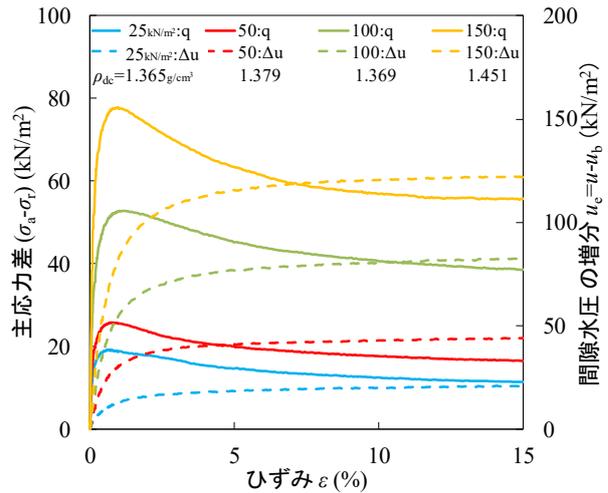


図-3 低圧側の主応力差・間隙水圧とひずみの関係

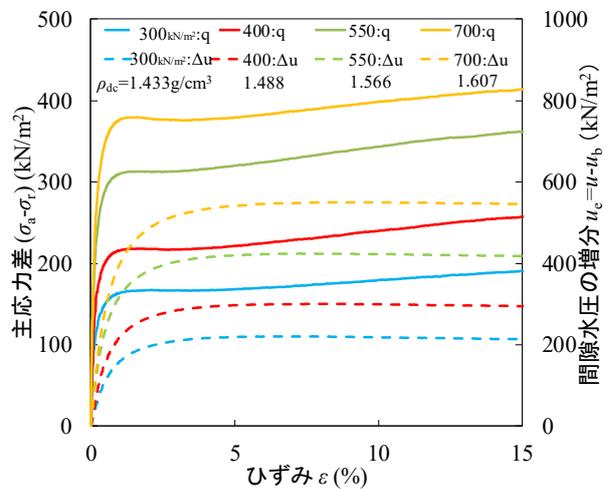


図-4 高圧側の主応力差・間隙水圧とひずみの関係

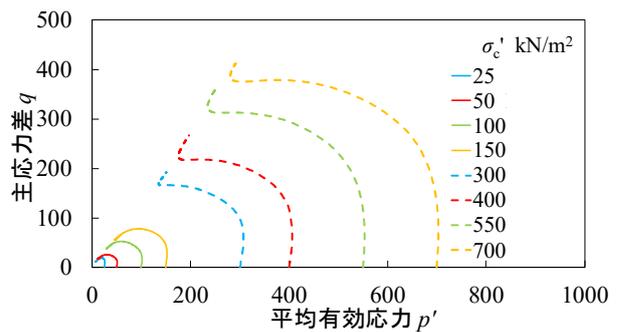


図-5 各供試体の有効応力経路

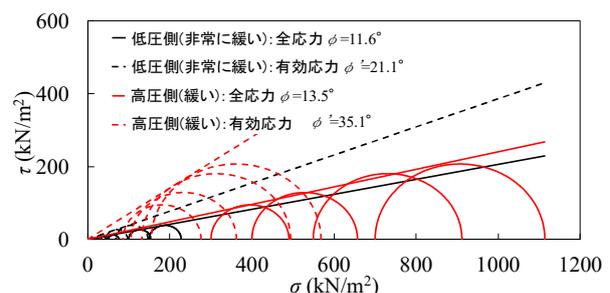


図-6 モール円と強度定数

繰返し三軸試験と弾性S波速度から求めたせん断剛性率

中部土質試験協同組合 ○久保 裕一
名城大学 小高 猛司

1. はじめに

我が国では南海トラフ地震のリスクが増大し、国民の関心も高い。巨大地震災害に備えるための耐震設計に必要なせん断剛性率は、地盤材料の動的変形特性を求める繰返し三軸試験（以下、繰返し三軸試験）などによって算出され、我々の組合にも数多く発注されている。しかしながら、この繰返し三軸試験にはベディングエラーの影響が懸念され、せん断剛性率が過小評価される可能性が指摘されている¹⁾。本報告では、プレート型圧電素子を用いてS波速度を生成し、供試体内部を通過したS波速度から得られるせん断剛性率と、繰返し三軸試験の等価ヤング率から得られるせん断剛性率を比較し、両者の値について検討を行った。

2. 実験方法

実験に使用した試料は、東海地方でサンプリング採取された乱れの少ない供試体8試料を用いた。一軸圧縮強度は100~200kPaであった。表-1に試料の諸元を示し、図1に粒度試験結果を示す。図から細粒分が卓越した試料であることが確認できる。塑性図では、概ねすべての点がA線付近に位置しており、高液性限界と分類された。

表 1 試料の諸元

| 試料名 | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 液性限界 % | 56.9 | 59.7 | 53.0 | 91.6 | 100.5 | 80.3 | 45.9 | 50.2 |
| 塑性指数 | 29.8 | 28.1 | 21.2 | 57.5 | 63.7 | 43.3 | 21.0 | 19.0 |
| 乾燥密度 g/cm ³ | 1.170 | 1.043 | 1.041 | 1.028 | 1.160 | 1.141 | 1.397 | 1.115 |
| 間隙比 | 1.293 | 1.532 | 1.544 | 1.624 | 1.330 | 1.377 | 0.920 | 1.396 |
| 飽和度 % | 98.4 | 99.1 | 98.6 | 98.4 | 96.8 | 97.8 | 93.9 | 99.1 |

試験の概要は以下のようである。地盤工学会基準 JGS 0542 2020、土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（以下、繰返し三軸試験）に従い三軸セル内に直径5cm、高さ10cmの円柱供試体を設置する。供試体上下、側方には通水、排水のための濾紙を巻いた。飽和は二重負圧法を用い、土被り圧で12時間程度の等方圧密後（荷重制御）、排水状態のままプレート型圧電素子を用いてS波速度を計測（以下、S波速度測定）、その後、繰返し三軸試験を行った。

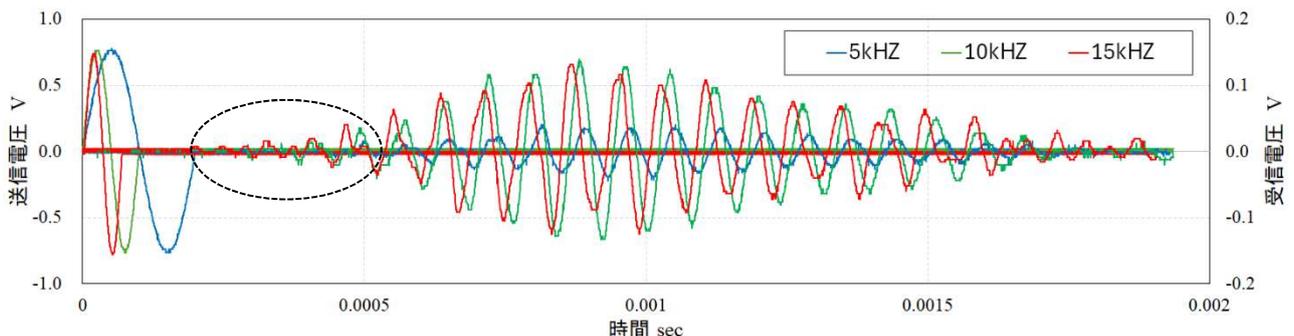


図 2 送受信電圧と時間関係

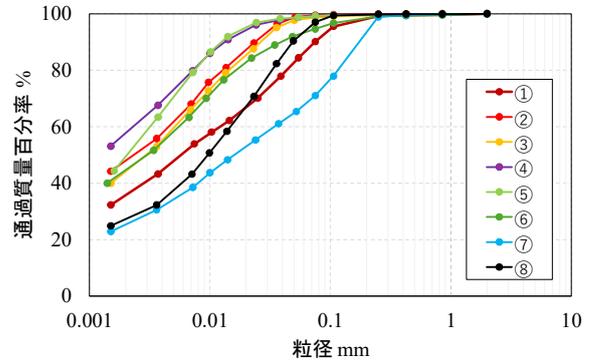


図 1 粒度試験結果

S波速度測定の概要について述べる。本測定では、プレート型圧電素子を用いて供試体上部キャップからせん断波を発生させ、下部ベDESTALで受信する。発信波と受信波の時間差をオシロスコープで計測し、time domain technique (T.D.法)を用いて弾性波速度を算出する。使用したプレート型圧電素子はドーナツ型で、外側の金属部分から弾性波S波を発信し、受信する。内側には直径2cmのポーラスストーンが埋め込まれており給排水を行う。このプレート圧着型はバンダーエレメント方式と異なり、突起部分がないため、礫質土など広範囲な試料に対応可能で、耐久性も高いのが特徴である。与えるせん断波については、地盤工学会基準、バンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法 JGS 0544-2020 に従い sin 波を1サイクル、5kHz、10kHz、15kHzの3種類与え、駆動電圧を8Vpp（10倍して振動子に印加）とした。同定法は国際一斉試験らの実験²⁾から start-to-start 法を採用した。また、せん断波速度は式-1から求めた。

$$G = \rho \times Vs^2 \quad \dots \text{式-1}$$

ρ : 供試体の密度 (g/cm³)

Vs : せん断波速度 (m/s)

G : せん断剛性率 (kPa)

繰返し三軸試験は前述の試験法に基づき、周波数0.2Hzのsin波、ひずみ制御により片振幅 10^{-2} 程度までの軸ひずみを14段階程度与え、ギャップセンサーにより計測、ポ

アソン比を0.5と仮定し、 10^{-5} ~ 10^{-6} 間のひずみ領域より等価ヤング率からせん断剛性率を求めた。

near-field-effect の特定方法について述べる。near-field-effect とは、波長に対して供試体の伝播距離が短い場合にせん断波と比較して速度の大きい波が受信波形の初期部分に現れる現象を指す。正確な S 波速度測定には、この near-field-effect を正確に把握することが重要である。本報告では、5kHz、10kHz、15kHz の 3 種類の測定結果を基に、これらの受信波形を重ね合わせたところ、ほぼ同じ周期で到達する波が存在することが確認された。これらの波を near-field-effect と特定し、S 波の到達時間を算出した。代表的な送受信波形の例を図 2 に示す（送信電圧は 0.1 倍表示）。図からは周波数に関係なく波形周期が一致する部分（黒破線部分）が確認できる。この部分を near-field-effect とし、次の波を到達受信波とした。

3. 実験結果

図 3 に S 波速度測定から得られたせん断剛性率と、繰返し三軸試験から得られたせん断剛性率を示す。黒の破線は両者のせん断剛性率が一致することを示し、赤の破線は点から得られた近似直線を表している。図から、S 波速度測定によるせん断剛性率が全ての範囲で繰返し三軸試験によるせん断剛性率を概ね 20MPa 上回った。図 4 は間隙比と S 波速度測定から得られたせん断剛性率、繰返し三軸試験から得られたせん断剛性率の関係を重ねて示す。求められたせん断剛性率は概ね平行関係にあり、間隙比が小さくなるにつれ、せん断剛性率が增大することがわかる。また、各点のバラツキに着目すると、S 波速度測定から得られた値は、繰返し三軸試験から得られたものよりややバラツキが小さいことが確認される。これにより、S 波速度測定から得られたせん断剛性率は、繰返し三軸試験から得られるせん断剛性率よりも、より間隙比に応じたせん断剛性率を得る可能性があることを示唆している。

4. まとめ

東海地方で採取された粘性土を用いて、せん断剛性率の比較を行った。その結果、S 波速度測定から得られたせん断剛性率は繰返し三軸試験よりも約 20MPa 大きい値を示した。この差異の原因として、今回の繰返し三軸試験では、せん断剛性率をギャップセンサーで計測した片振幅軸ひずみ 10^{-5} 付近の弾性域としては比較的大きな領域での値で算出していることが挙げられる。また、LDT 計測のように供試体の側方ひずみを直接測定するのではなく、ペダスタルキャップと剛結したクランプ軸の動きを測定しているため、供試体上部のベディングエラーを含むひずみを用いていた可能性もある。一方、S 波速度測定については、以下のように考察される。near-field-effect の特定では 3 波を重ね合わせたが、何らかの要因により、早い波を到達波として計測している可能性も考えられる。また、S 波速度測定から得られた第 1 波の到

達波は、供試体内部の比較的硬質な部分や密詰な部分を通過した波で、サンプリング時の乱れが少ない部分を通過したとも考えられるため、供試体内部で最も高速な S 波速度が得られている可能性も考えられる。

今回の試験結果においては、S 波速度測定から得られるせん断剛性率は、サンプリング時の乱れの影響や室内試験の計測誤差を除外したせん断剛性率が得られていると考えられる一方で、地盤材料によらずに一律に約 20MPa 高いせん断剛性率が得られていることから、S 波速度測定は計測上の何らかの要因による過大評価も示唆される。今後は、さらに試験数を増やし、研究を進める予定である。

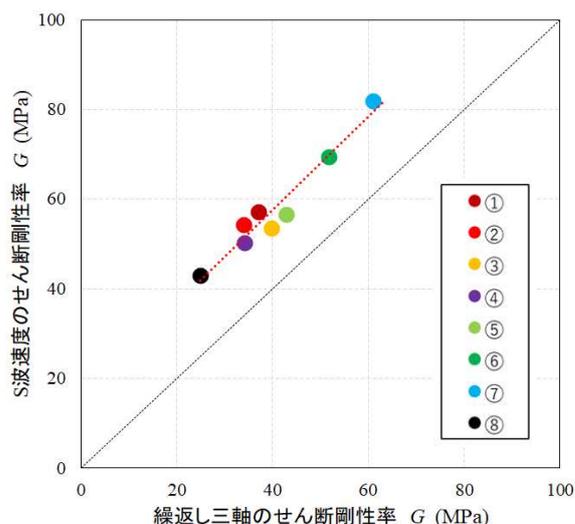


図 3 S 波速度と繰返し三軸のせん断剛性率

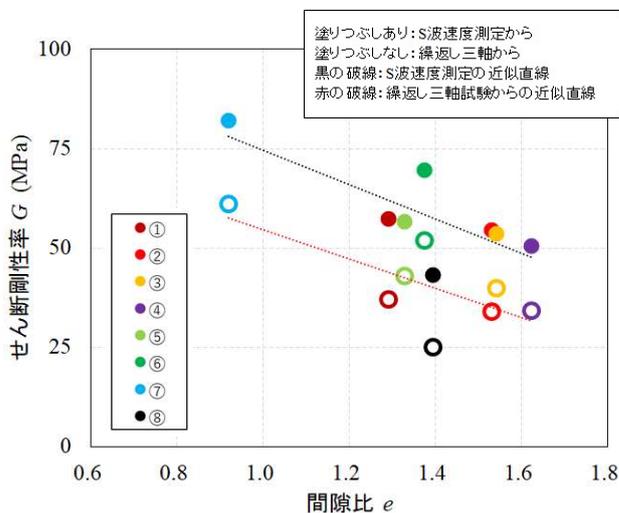


図 4 間隙比とせん断剛性率の関係

《引用・参考文献》

- 1) 龍岡文夫, 木幡行宏: ベディングエラー, 土と基礎. Vol. 42, No. 9, pp. 53~55, 1994.
- 2) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara T and Shibuya, S.: Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements, Soil and Foundations, Vol. 49, No. 4, pp. 631-650, 2009.

粗粒分を含む粘性土の力学特性の比較

株式会社東建ジオテック 高橋 晋也

1. はじめに

近年の建物の超高層化や性能設計などにより、建築分野において粘性土をサンプリングする機会が以前よりも増えている。例えば、層厚の厚い海成粘性土は、均質な状態であることが多いが、河成粘性土などは礫や砂といった粗粒分を含み、均質な粘性土と比較すると力学特性が異なることが多い。

本論は、直近2年で、筆者の担当現場において粘性土の三軸圧縮試験(非圧密非排水条件 UU)から得られた c_u のデータを検証し、粘性土に含まれる粗粒分の影響を考察したものである。

2. 力学特性への影響

図-1に粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係をまとめた。しかし、粗粒分含有率だけでは、粘着力との相関がない($R=0.10$)ため、これらのデータを「硬さ」と「年代」に着目して分析を行った。

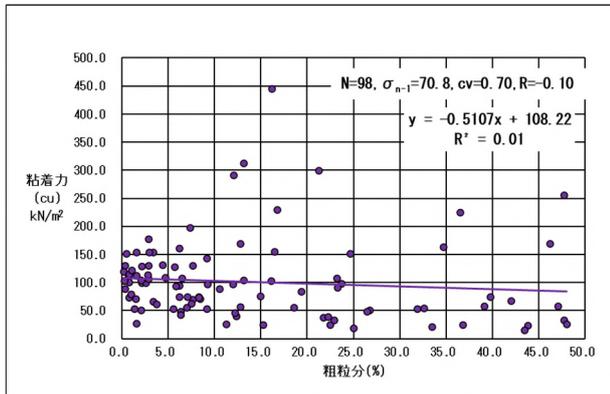


図-1 粘性土の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係図

①. 硬さ(N値)

図-2～図-3は、粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係を硬さ(N値)毎にまとめると、以下の傾向が認められた。

N値4以下の粘性土

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(c_u)が小さくなり、負の相関($R=-0.56$)が認められる。

N値4を超えた粘性土

粘着力(c_u)と粗粒分含有率に相関関係がない($R=0.16$)。

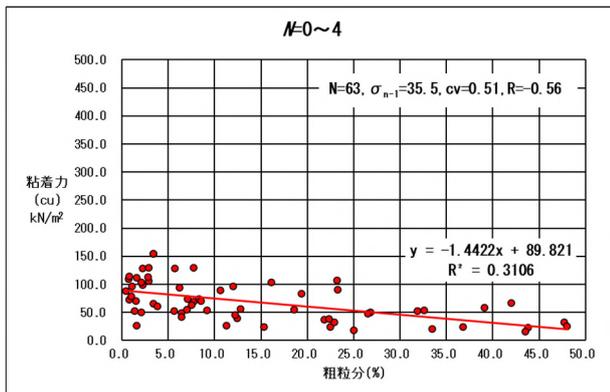


図-2 N=0~4の粘性土の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係図

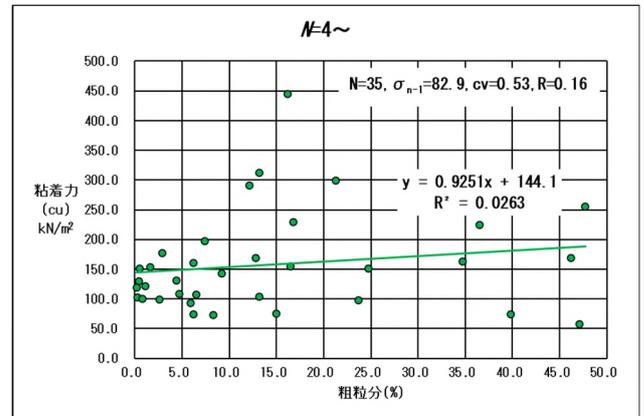


図-3 N=4~の粘性土の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係図

②. 年代(沖積層・洪積層)

図-4は沖積層、図-5は洪積層の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係まとめたものである。

沖積層は、値のばらつきがあるものの、粗粒分含有率が高いほど、粘着力(c_u)が小さくなる傾向が認められ、負の相関($R=-0.59$)が認められる。

洪積層は、値のばらつきが非常に大きく、粗粒分含有率と粘着力(c_u)に明瞭な相関が認められない($R=0.14$)。

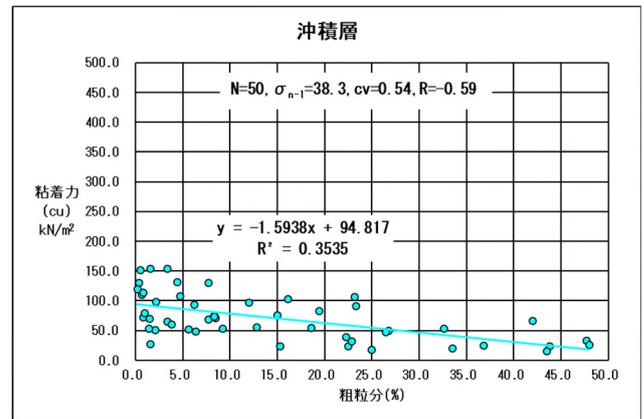


図-4 沖積層の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係図

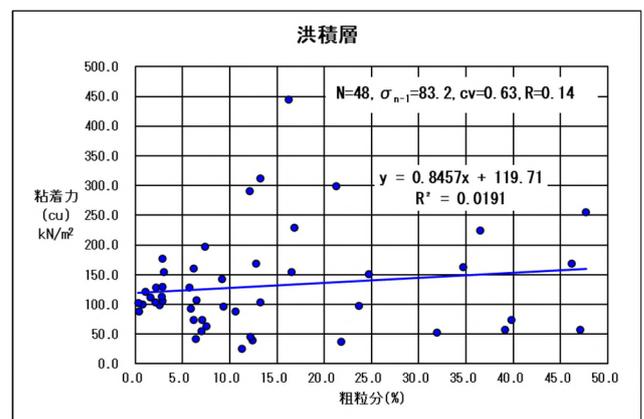


図-5 洪積層の粗粒分含有率と粘着力(c_u)の関係図

硬さ(N値)と年代で粗粒分含有の影響をみると、以下のような傾向が得られた。

- ・N値4以下の軟弱な粘性土は、粗粒分の影響で粘着力が小さくなる。
- ・年代の新しい地層(沖積層)ほど粗粒分による粘着力低下の影響を受けやすい。

そこで、粗粒分の影響によって、粘着力が小さくなりやすいN値4以下の沖積粘性土を対象に絞り、硬さ(N値)での傾向をまとめると、図-6～図-7のようになった。

N値0～2の沖積粘性土

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなり、負の相関(R=-0.68)が認められた。

N値2～4の沖積粘性土

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなり、負の相関(R=-0.57)が認められた。

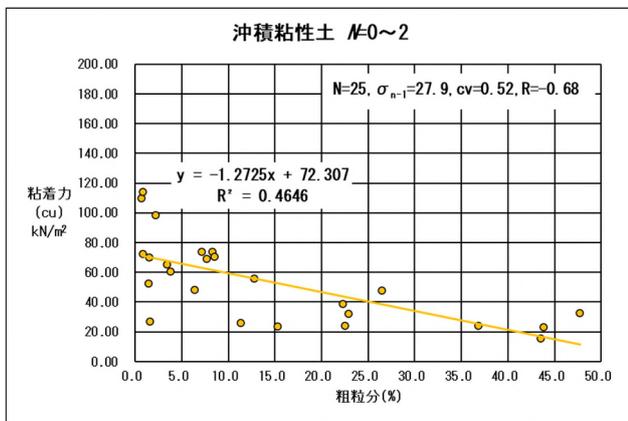


図-6 粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図(沖積粘性土 N=0～2)

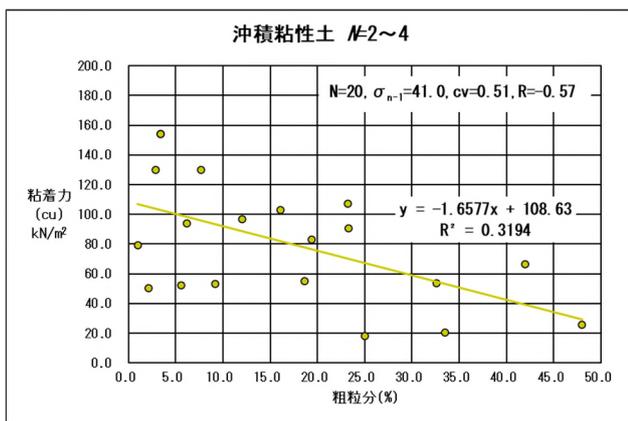


図-7 粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図(沖積粘性土 N=2～4)

3. 考察

①. グラフからの考察

分析した粘性土から、今回の結果が得られた要因として、以下が推察される。

- 1) 沖積層の軟弱な粘性土は粗粒分の影響を受けやすく、含有率が高いほど、粘着力が小さくなる。これは、新しい時代の粘性土ほど続成作用が進まず、粗粒分の影響を受けやすいためと考えられる。

- 2) 硬質粘性土は、排水による圧密促進により、粘性土自体の固結がある程度進んでいるため、粗粒分による強度への影響が小さく、粗粒分と粘着力の関係に相関が認められなかったと考えられる。

②. 経験式との比較

標準貫入試験のN値から粘着力cを求める経験式として、Terzaghi and Peck(式-1)がある。

$$c=6.25N(\text{kN/m}^2)^{1/2} \dots (\text{式-1})$$

ここで、(式-1)から算出される粘着力(c)と、今回最も相関が強かったN値0～2の沖積粘性土の粘着力(cu)を比較すると、図-8のようになる。これより、全てのcuが経験式によるcより大きく、非常に軟弱な沖積粘性土であっても経験式によるcの値は過小評価になっていると言える。

以上のことから、改めて、三軸圧縮試験により粘着力を直接求めることの重要性がわかる。

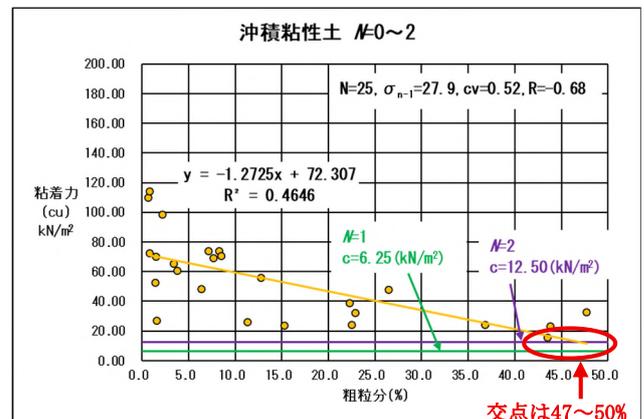


図-8 経験式と試験値の比較図(沖積粘性土 N=0～2)

③. 粘性土の強度評価に関する考察

軟弱粘性土ほど粗粒分の影響が大きいためと考えられる。よって、粘性土の正確な強度特性を把握するためには、「三軸圧縮試験の条件設定を十分に検討する」や「モール円とクーロンの破壊線に一軸圧縮試験の結果も含め粘着力を評価する」などの対応が必要と考える。

4. おわりに

今回は粘性土の粘着力に着目したが、粘性土の粘着力に影響する成分は粗粒分以外にもある。よって、今後はせん断抵抗角や含水比、飽和度、堆積環境などにも着目し、これらが粘着力にどのような影響を与えるかをさらに検討した上で、総合的に粘性土の力学特性を評価できるよう考察を深めていきたい。

以上

<引用文献>

- 1) 小規模建築物基礎設計指針, 社団法人 日本建築学会, 2008年2月, p. 40

過去の改修が予想されるため池堤体の調査事例

興亜開発株式会社 ○山千代 真規

1. はじめに

本論文は、岡山県内のため池における堤体調査の事例を紹介するものである。特に、過去の堤体改修の可能性とそれに伴う調査計画の提案、その結果について述べる。

2. 調査地の地形地質

調査地のため池は岡山県南東部の赤磐市に位置し、総貯水量 488,000m³、堤高 12.2m、堤頂長 228.0m と比較的大型であり、受益面積は約 160ha である。(写真-1)



写真-1 調査地全景

調査地周辺の地形は、河川に沿った氾濫平野となっており幅 1~1.5km、延長約 6km に及ぶ低地である。

調査地付近は、標高 50~200m 程度の丘陵や山地に囲まれ、主に花崗岩や山砂利層と呼ばれる礫層よりなる。

花崗岩は風化が進みマサ化している部分が多い。調査地西部を流れる河川は、花崗岩山地を浸食するため、土砂の流出が著しく、調査地以南では天井川の様相を呈している。

南部にみられる NE-SW 系に稜線が連続する標高 100m 程度の丘陵は、舞鶴層群の古生層で構成される。

3. 調査方法

調査位置は堤体中央と、それを挟むように上下流1箇所ずつの計3箇所において標準貫入試験併用のオールコアボーリングとし、全箇所において2m 間隔で現場透水試験を実施した。

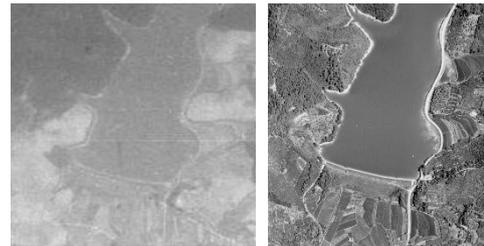
また、堤体中央では力学試験に供するための乱れの少ない試料を別孔で採取し、三軸圧縮試験(CU-bar)を実施した。加えて、各層において物理試験を実施し土質定数の提案と簡易液状化判定を行った。

調査深度は、原則として基礎地盤が土砂の場合は基礎地盤面から5m 確認するまで、岩盤の場合は基礎地盤面から2m 確認するまでとしたが、今回は、基礎地盤の土質が軟質であったため、安定計算用にやや硬質となる強風化花崗岩層を確認するまでとした。

調査対象の堤体の築堤履歴をみるために、年代別の航空写真を写真-2に示す。今回調査を行った堤体土は、築造年は不明であるが、航空写真によると1962年~1975年に堤体部が改修されたと考えられ、下流側に雑土を腹付けたものと思われる。従って、堤体下流側において堤

体中央部の盛土とは土質およびその力学特性が異なる可能性があると考えた。

そこで過去の堤体改修とその際の腹付け盛土の土質が堤体中央部と異なる可能性を考慮し、堤体中央部および堤体下流部で物理試験を先行して実施し、差異が認められる場合には堤体下流部においても別孔でのサンプリングおよび力学試験を実施するものとした。



1947年

1962年



1975年

2007年

写真-2 年代別航空写真

4. 調査結果

調査地の地層層序表を表-1に、土質推定断面図を図-1に示す。当該地の地層は、上位より堤体の盛土層(Bs1, Bs2)、沖積層(Acs)、洪積層(Dcs, Ds, Dg)、基盤の強風化花崗岩(Gr)で構成される。土質試験結果を表-2~6に示す。

表-1 地質層序表

| 地質時代 | 地層名 | 記号 | 特徴 | | |
|------|------|--------|---------|---|---|
| 新生代 | 現世 | 第一砂質土層 | Bs1 | 堤体改修で腹付けされた堤体土。No.3でのみ確認。礫混じりシルト質砂~シルト質砂礫で、シルト分を多く含む細砂~中砂およびφ2~30mm、最大40mm程の角礫~垂角礫主体、中部に礫混じり砂質シルトが狭在。 | |
| | | 第二砂質土層 | Bs2 | 旧堤体土。礫混じりシルト質砂で、細砂~中砂でシルト分を多く混入。φ2~10mm、最大φ30mm程の礫が多く混入。No.2の下端部に腐植物確認。 | |
| | 完新世 | 沖積層 | Acs | 礫混じり砂質シルト~礫混じりシルト質砂で、全体に不均質で砂は細砂~中砂が主体。φ2~5mm程の角礫が多く混入。No.1およびNo.2では腐植物が少量点在。 | |
| | | 更新世 | 粘質土砂質土層 | Dcs | シルト、礫混じり砂質シルトおよびシルト質砂などで、細砂~中砂が多く混入しNo.2上部およびNo.3では砂分卓越。またφ2~10mm程の垂角礫~角礫を混入。No.2およびNo.3で腐植物、有機物混入。 |
| | 砂質土層 | | Ds | 礫混じり砂で、細粒分が混入する中砂~粗砂主体、φ2~10mm程の角礫多く混入。所々粘土が薄層で狭在。 | |
| | 礫質土層 | | Dg | シルト混じり砂礫で、φ2~30mm程の垂角礫~垂円礫主体。基質はシルト分が混入する細砂~粗砂。 | |
| | 中生代 | 白亜紀 後期 | 強風化花崗岩 | Gr | 強風化によりD級。岩質は、褐色化が著しく指圧にて容易に崩れ礫混じり砂状。 |

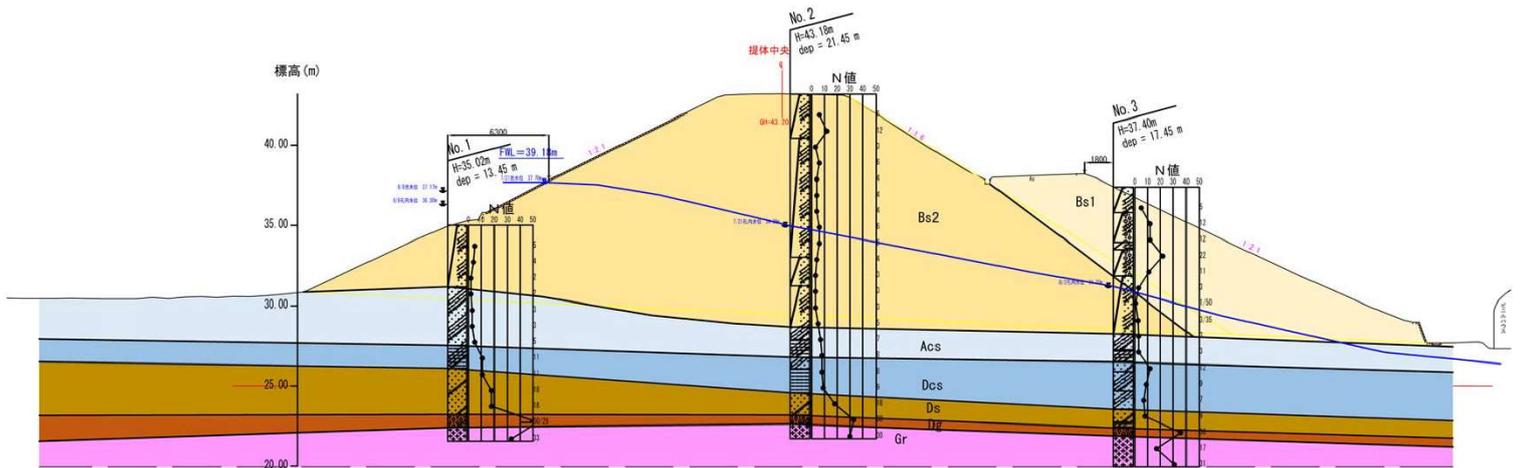


図-1 土質推定断面図

5. 考察

提体土は旧提体土と腹付土で土質が異なり、それぞれBs2, Bs1とした。Bs1層は、礫混じりシルト質砂およびシルト質砂礫を主体とし、全体に不均質でφ2~30mm, 最大40mm 程の角礫~亜円礫を多く混入する。色調は灰褐色~黄褐色で、含水量は少ない。

Bs2層は、礫混じりシルト質砂で、シルト分を多く混入し、部分的にシルト分が卓越する。φ2~10mm, 最大φ30mm 程の礫が多くみられる。

両層のN値を比較すると、Bs1層の方が高い傾向がみられる(表-2)。また、土粒子の密度および湿潤密度を比較すると大きな差はないもののどちらもBs1層の方がやや大きい値を示した(表-3, 表-4)。粒度組成でみるとBs1層の方が礫分を多く含むことがわかる(表-5)。

この結果から両層は土質が異なると判断し、Bs1層においても、サンプリングおよび力学試験を実施した(表-6)。三軸圧縮試験の結果、全応力では差がみられたが、有効応力でみると大きな差はみられなかった。

表-2 N値比較

| | 最小 | 最大 | 平均 |
|-----|----|----|------|
| Bs1 | 5 | 22 | 12.4 |
| Bs2 | 1 | 12 | 4.8 |

表-3 土粒子の密度比較 ρs(Mg/m³)

| | 最小 | 最大 | 平均 |
|-----|-------|-------|-------|
| Bs1 | | | 2.683 |
| Bs2 | 2.612 | 2.628 | 2.621 |

表-4 湿潤密度比較

| | ρt Mg/m³ | ρd Mg/m³ | e |
|-----|-------------|-------------|-------|
| Bs1 | 2.099 | 1.802 | 0.489 |
| Bs2 | 2.018 | 1.646 | 0.597 |

表-5 粒度組成比較

| | | 礫分 (%) | 砂分 (%) | シルト分 (%) | 粘土分 (%) |
|-----|----|-----------|-----------|-------------|------------|
| Bs1 | 最小 | | | | |
| | 最大 | | | | |
| | 平均 | 57.3 | 22.9 | 10.0 | 9.8 |
| Bs2 | 最小 | 16.5 | 43.4 | 9.9 | 20.7 |
| | 最大 | 24.1 | 45.2 | 13.5 | 26.6 |
| | 平均 | 21.2 | 44.5 | 11.8 | 22.6 |

表-6 せん断強さ比較

| | 標高 (m) | c (kN/m²) | φ (°) | c' (kN/m²) | φ' (°) |
|-----|-----------|--------------|----------|---------------|-----------|
| Bs1 | 35.40 | 18 | 26.2 | 2 | 36.6 |
| Bs2 | 34.68 | 58 | 13.8 | 1 | 32.2 |

6. まとめ

本調査では、航空写真を基に過去の提体改修とその際の腹付け盛土の土質が異なる可能性を考慮し、追加の土質試験を実施した。

ため池だけでなく、過去の工事記録が残っていない場合も多々あるため、そういった場合には航空写真や近隣住民に対するヒアリングなどにより改変を把握し、調査計画を立案する必要がある。

グリセロールを用いた非加熱方式による土の含水比試験法について

(株)セイコー ○浦濱有奈, 馬場敏和, 黒田憲介
防衛大学校 佐野博昭
大分工業高等専門学校 高橋 徹, 姫野季之, 前 稔文

1. はじめに

地盤材料試験の 1 つに「土の含水比試験方法 (JIS A 1203:2020)¹⁾」(以後, JIS 法と表記する)があり, 含水比は, 土の特性を評価する上で重要な指標の 1 つであることから, 全ての地盤材料試験において求められている. ここで, JIS 法によれば質量が一定になるまで炉乾燥することとなっており, 一定質量になる時間は 18~24 時間が適当とされていることから試験当日に結果を得ることができず, 試験の翌日に含水比の結果を得ることでデータの整理を行っている. このため, 地盤材料試験実施機関においては, 結果を確認あるいは整理するにあたって非効率な状態が恒常化している.

JIS 法による炉乾燥時間が長時間にわたるという問題点を解消するための 1 つの方法として, 「電子レンジを用いた土の含水比試験方法 (JGS 0122-2020)¹⁾」(以後, 電子レンジ法と表記する)が規定されており, 一定質量になるまでの加熱時間は, 試料の量, 土の種類, 含有水分量, 電子レンジの出力などによって異なるが, 加熱時間の目安として 10~20 分間が示されており, JIS 法と比べて大幅な時間の短縮を図ることができる方法となっている¹⁾. しかしながら, 電子レンジ法を用いるにあたって, 試料内温度を測定したところ, 試料によるばらつきはあるが平均 126℃と報告されており²⁾, これより, 炉乾燥後, ほぼ室温になるまで冷ますためにデシケーター内で所定の時間 (例えば, 30~60 分) 静置が必要となり, 合計 40~80 分間の待機時間が必要となる.

そこで, 電子レンジ法以外でできるだけ短時間で含水比を得るために加熱方式ではなく非加熱方式 (非乾燥質量法) による含水比測定法として RI 法 (ガンマ線, 中性子線) や土壤水分計法 (高周波パルス) が紹介されている¹⁾. いずれの含水比測定法にも長所と短所があることから迅速に高精度な含水比を測定できる試験方法の開発が期待されている.

著者らは, これまでの研究により得られたグリセロールを用いた含水比測定法^{3),4)}を, 粗粒土や細粒土に人工材料を含んだ土質材料, さらには, 石分を含んだ地盤材料に普及させることを目指しており, 中でも比較的小規模な土木工事の 1 つである農業用ため池の築堤材料に用いられるような細粒土に対して適用することを目論んでいる. そこで, 本研究では, 試料の作製方法を改良するために加水処理を行うグリセロール法 (以後, 加水グリセロール法と称し, 加水法と略記する) を提案し, 加水法の地盤材料への適用にあたって基礎的なデータを得る

ために, 細粒土の一例として市販の木節粘土を用いて試験を行ったのでその結果について報告する.

2. グリセロールを用いた含水比試験の原理⁵⁾

グリセロールを用いた水分量の測定の原理⁵⁾としては, ある含水比状態の試料土にグリセロールを混合すると試料土中の間隙水がグリセロールに溶解して希釈され, グリセロールの屈折率が変化するため, 事前にグリセロールと水との混合割合を変えて屈折率を測定しておき (検量線の作成), 含水比を求めたい試料土とグリセロールを混合した溶液 (試料土中の間隙水+グリセロール (グリセロール水溶液)) の屈折率を測定することで試料土中に含まれている間隙水の質量を求めることができる. ここで, グリセロールや水の屈折率は温度によって異なることに留意しなければならない^{4),5)}.

グリセロールの質量を m_g , 水の質量を m_w とするとグリセロールに対する水の質量比 R_{wg} (以後, 水の質量比と略記する) を次式(1)に定義する⁵⁾.

$$R_{wg} = \frac{m_w}{m_g} \quad (1)$$

グリセロール水溶液の測定時の温度と屈折率がわかれば温度を考慮に入れた検量線⁴⁾により水の質量比 R_{wg} を求めることができ, R_{wg} がわかれば次式(2)により m_w を求めることができる.

$$m_w = R_{wg} m_g \quad (2)$$

以上の結果を基にして, 次式(3)により試料土の含水比 w_g を求めることができる.

$$w_g = \frac{m_w}{m_s} \times 100 = \frac{R_{wg} m_g}{m - R_{wg} m_g} \times 100 \quad (3)$$

本研究では, グリセロール法により求めた含水比を JIS 法¹⁾や電子レンジ法¹⁾により求めた含水比と区別するために w_g と表記し, 任意温度検量線⁴⁾により求めた含水比を w_{gT} と表記する. さらに, 加水法により求めた試料土の含水比を $w_{gTsoil}(aw)$ と表記する.

3. 加水法を用いた木節粘土の含水比試験

加水法の実施にあたって, まず, 試料土の炉乾燥質量 m_s を 10g とし, 試料土に加水後の懸濁液の設定含水比 w_{sus} は 100~300% の 4 種類, 水の質量比 R_{wg} は 0.5~0.9 の 4 種類とした. これらの試験条件を基にして試料土に所定量の水を加え, その後, グリセロールを添加して 5 分間攪拌を行った. 試料土と水とグリセロールの懸濁液からシリンジにより懸濁液を採取し, シリンジにフィルター (5 μ m, 0.45 μ m) を取り付け, ろ過後, グリセロール

水溶液の屈折率の測定を行った。屈折率の測定にあたっては、最長 5 分間継続して行った。なお、屈折率の測定にはポケット糖度・屈折計 ((株) アタゴ製, PAL-BX/RI) 1 台とポケット濃度・屈折計 ((株) アタゴ製, PAL-RI) 2 台の合計 3 台を用い、以後、PAL-BX/RI を屈折計 A, PAL-RI を屈折計 B, C と称する。

以下では、木節粘土の締めめ曲線 ($w_{opt}=34.8\%$, $\rho_{dmax}=1.240\text{Mg/m}^3$) を参考に、 $w_{dry}=26.4\%$, $w_{opt}=34.8\%$, $w_{wet}=41.9\%$ に相当する試料土の含水比を加水法により求めた $w_{gTsoil}(aw)$ について考察する。

図-1 は、加水後の懸濁液の設定含水比 $w_{sus}=100\%$ 、水の質量比 $R_{wg}=0.7$ の場合の試料土の設定含水比 w_{soil} と加水法により求めた試料土の含水比 $w_{gTsoil}(aw)$ と設定含水比 w_{soil} との差との関係を示す。図より、試料土の設定含水比 $w_{soil}=26.4\sim 41.9\%$ に対して、屈折計 A (記号○) の差は、 $-2.1\sim -2.4\%$ となっているが、屈折計 B (△), C (□) では $-0.4\sim 0.3\%$ となっている。

図-2 は、加水後の懸濁液の設定含水比 $w_{sus}=100\%$ の場合の水の質量比 R_{wg} と加水法により求めた試料土の含水比 $w_{gTsoil}(aw)$ と設定含水比 w_{soil} との差との関係を示す。図より、 R_{wg} が $0.5\sim 0.9$ では、 $w_{gTsoil}(aw)-w_{soil}$ は $-2.4\sim 2.0\%$ となっている。また、屈折計 B と C はほぼ同じ結果となっており、水の質量比 $R_{wg}=0.7\sim 0.8$ の差が小さくなっている。

図-3 は、加水後の懸濁液の設定含水比 $w_{sus}=100\%$ 、水の質量比 $R_{wg}=0.7\sim 0.8$ の場合の試料土の設定含水比 w_{soil} と加水法により求めた試料土の含水比 $w_{gTsoil}(aw)$ との関係を示す。図より、屈折計 A (○●) の結果を除くと、誤差は 2% 程度になっていることがわかる。

4. まとめ

得られた結果より、試料土への加水後の含水比 w_{sus} が 100%、水の質量比 $R_{wg}=0.7\sim 0.8$ の条件下で設定含水比との差が小さくなり、加水法の有効性を確認することができた。今後は、農業用ため池築堤材料に対して試料土の加水後の含水比の目安を 100% として検討を行う。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、各種の室内試験および結果の整理には、防衛大学校 本科 建設環境工学科卒業生・宮地吏矩氏 (現・防衛省 陸上自衛隊) のご協力をいただいた。ここに、深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版] 一二分冊の 1-、「第 3 編 物理試験 第 3 章 含水比試験」, pp. 121-131, 2021.
- 2) 藤田龍之, 古川幸雄：電子レンジを利用した土の物理試験方法に関する二, 三の考察, 土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 4, pp. 197-202, 1988.
- 3) 佐野博昭, 森岡秀一, 川満洋, 山田幹雄, 小竹望, 前稔文, 尾形公一郎, 川原秀夫：グリセロールに対する水の溶解性に着目した廃石膏ボード由来再生石膏の含水比測定法, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 77, No. 2, pp. 172-184, 2021.

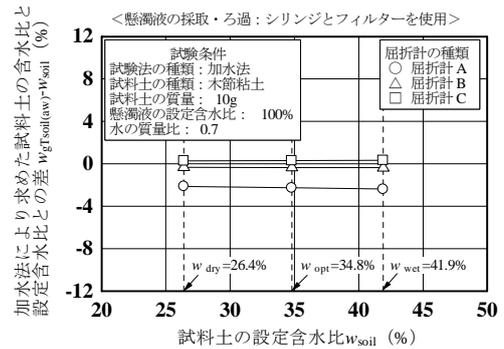


図-1 試料土の設定含水比と加水法により求めた試料土の含水比と設定含水比との差との関係 (懸濁液の設定含水比 100%, 水の質量比 0.7 の場合)

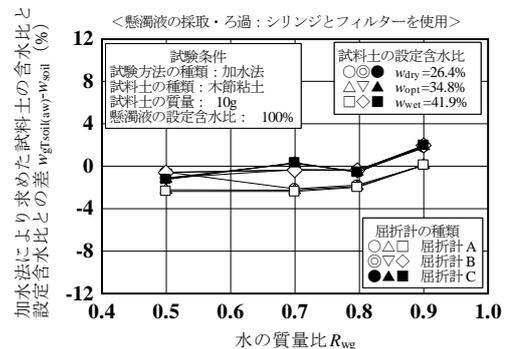


図-2 水の質量比と加水法により求めた試料土の含水比と設定含水比との差との関係 (懸濁液の設定含水比 100% の場合)

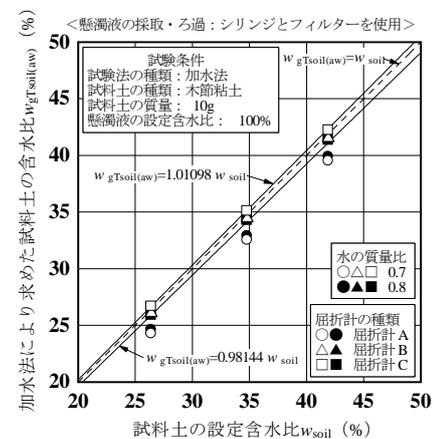


図-3 試料土の設定含水比と加水法により求めた試料土の含水比との関係 (懸濁液の設定含水比 100%, 水の質量比 0.7~0.8 の場合)

- 4) 佐野博昭, 宮田喜壽, 山田幹雄, 高橋徹, 姫野季之, 前稔文：グリセロール法による土の含水比測定のための温度を考慮に入れた検量線作成に関する実験的検討, 土木学会論文集, Vol. 81, No. 2, 24-00237, 2025.
- 5) Wada, S. and Kakuto, Y.: Glycerol-extraction refractometry for determination of gravimetric water content of soil samples, *Communications in Soil Science and Plant Analysis*, Vol. 26, Nos. 7&8, pp. 1315-1322, 1995.