

2023 年度の技能試験の概要

協同組合関西地盤環境研究センター
土質試験品質確保機構
北海道士質試験協同組合
一般財団法人 G R I 財団

○服部 健太, 中山 義久
西垣 誠
平 伸明
藤原 照幸

1. はじめに

(公社)地盤工学会主催の技能試験実施委員会が 2021 年度で終了するに際し、地盤材料試験に関する技能試験の継続や自主的に技能試験を行う際の試料提供を求める意見があった。これらの意見を受け、2023 年度に土質試験品質確保機構の主催で(後援:全国地質調査業協会連合会)地盤材料試験に関する技能試験が再始動した。

本稿は、2023 年度に実施した技能試験の概要と、参加機関に配付する試料の均質性確保に向けた取組みと技能試験結果について報告する。

2. 技能試験の概要

参加機関数の推移を図-1 に示す。この図から、地盤工学会主催時と同様に参加機関数は、50 機関前後であること、大学・高専の参加数が 2015 年度以降減少傾向にあることが確認できる。

また、技能試験では、参加機関にアンケート調査を実施している。その一例を図-2 に示す。参加目的としては、「社内教育・試験技能の向上」が 71% で、「研究資料」が 12% 「営業活動」が 13% となっている。

2023 年度の技能試験では、2 種類の粘性土(試料 A・試料 K)を用い、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性限界・塑性限界試験を実施した。

3. 配付試料の均質性確保に向けた取り組み

技能試験に用いる配付試料の均質性を向上させるための準備手順を図-3 に示す。

次に、均質性確認試験用に分取した 10 個の試料を用いて均質性確認試験を行った。その結果を表-1 と図-4 に示す。配付試料の均質性評価基準は、 $s_s \leq 0.5\sigma_{pt}$ により確認する²⁾。 s_s は均質性確認試験結果から得られた標準

偏差で、 σ_{pt} は各参加機関から得られた技能試験結果の標準偏差である。2023 年度の均質性確認試験結果を表-2 に示す。この表から $s_s/\sigma_{pt} \leq 0.5$ である項目が 2 試料×7 項目=14 個のうち、12 個(85.7%)あり、ほぼ均質な試料の提供ができていると確認できる。

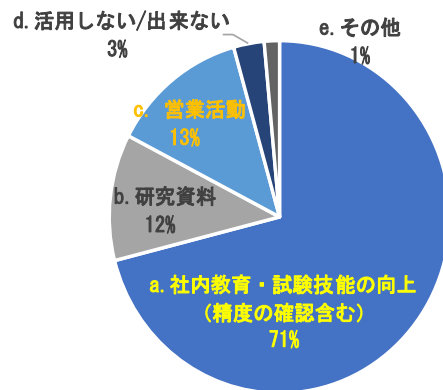


図-2 技能試験の活かし方 (回答 51 機関, 回答数 69)

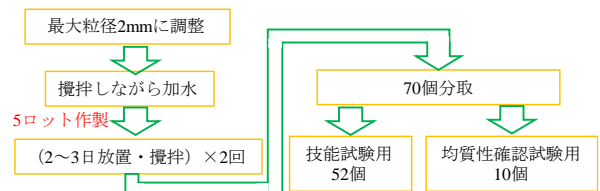


図-3 均質な試料の準備方法

表-1 試料の諸元 (均質性確認試験 10 試料の平均値)

試料名	土粒子の密度 ρ_s (Mg/m ³)	含水比 w (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	分類記号
試料 A	2.73	29.9	12.7	50.0	37.3	42.5	17.3	(CL-S)
試料 K	2.66	43.4	1.1	30.7	68.2	60.5	17.6	(CH)

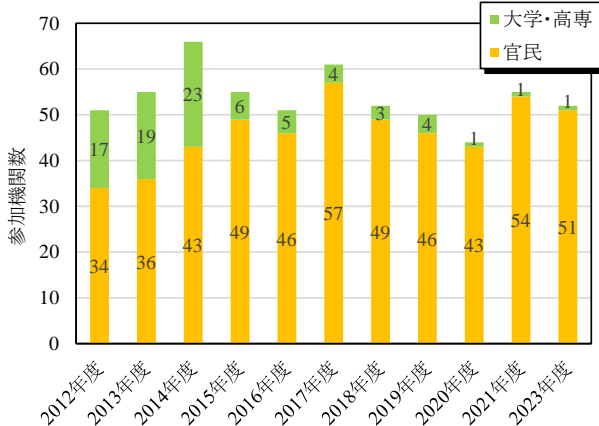


図-1 参加機関数の推移¹⁾に加筆修正

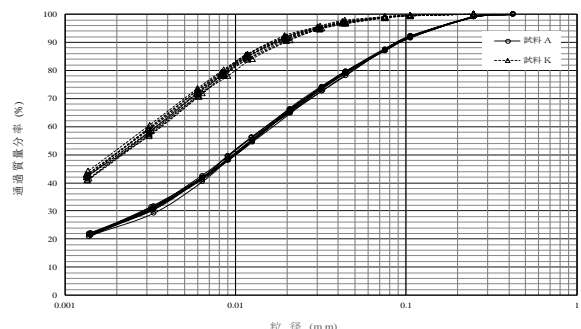


図-4 粒径加積曲線 (均質性確認試験の 10 試料)

4. 技能試験の評価方法について

技能試験の技能評価³⁾は、試験結果の分布が図-5に示すように正規分布であることを前提とした「zスコア」で評価する。JIS Z 8405:2021によると、ある試験機関の「zスコア」は、以下の(式-1)により算出される。

$$z_i = \frac{x_i - x_{pt}}{\sigma_{pt}} \quad (\text{式-1})$$

しかし、技能試験結果の外れ値(異常値)などの影響を考慮して、(式-2)四分位法により「zスコア」を求めている。

$$z_i = \frac{x_i - Q_2}{(Q_3 - Q_1) \times 0.7413} \quad (\text{式-2})$$

ここに、 x_i : 参加機関の試験結果、 x_{pt} : 付与値(技能評価の基準となる値)、 σ_{pt} : 技能評価のための標準偏差、 Q_1 : 第1四分位数、 Q_2 : 四分位法の中央値、 Q_3 : 第3四分位数である。すなわち、zスコアは「試験結果(x_i)の偏差(中央値 Q_2 との差)が標準偏差の何倍であるか」を表すものであり、zスコアが小さいと精度がいい(試験結果が中央値に近い)ことになる。具体的な基準を下記に示す。

- $|z_i| \leq 2.0$ 満足
- $2.0 < |z_i| < 3.0$ 疑わしい
- $3.0 \leq |z_i|$ 不満足

5. 技能試験結果について

技能試験で得られた技能試験結果一覧を表-3に示す。各試験の変動係数(=標準偏差/平均値)は、土粒子の密度、含水比、細粒分含有率が1.0%前後でばらつきが小さい試験であることが確認できる。しかし、50%粒径の変動係数は19.0~25.1%、塑性限界の変動係数は8.0~16.3%とばらつきが大きいことがわかる。過去の技能試験でも同様の傾向⁴⁾が見られ試験法そのものを改善する必要があるように思われる。

また、技能試験結果の一例を図-6に示す。図-6は、液性限界試験結果の散布図を示しており、ほとんどの機関が $z = |2|$ 以内にあることが確認できる。

6. おわりに

2023年度の技能試験で配付された試料は、均質であることが確認できた。また、粒度試験(沈降分析)から得られる50%粒径や塑性限界試験について、ばらつきやすい試験法であり、結果の解釈をする際には留意が必要であることが示唆される。

《引用・参考文献》

- 1) 日置ら他6名: 技能試験にみられる地盤材料試験の現状と課題, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.4, pp749-760, 2020.
- 2) 澤ら他6名: 技能試験に関する技能試験の現状と課題, 地盤工学ジャーナル, Vol.16, No.4, pp397-413, 2021.
- 3) 2021年度地盤材料試験の技能試験報告書, 地盤工学

表-2 均質性確認試験結果

	試 験	均質性確認 (s_s/σ_{pt})		
		試料A	試料K	
令和5年度 (2023年度)	土粒子の密度試験	土粒子の密度	0.25	0.31
	土の含水比試験	含水比	0.55	0.22
	土の粒度試験	50%粒径	0.23	1.51
		細粒分含有率	0.22	0.32
		粘土分含有量	0.22	0.30
	土の液性限界・塑性限界試験	液性限界	0.28	0.18
塑性限界		0.11	0.16	

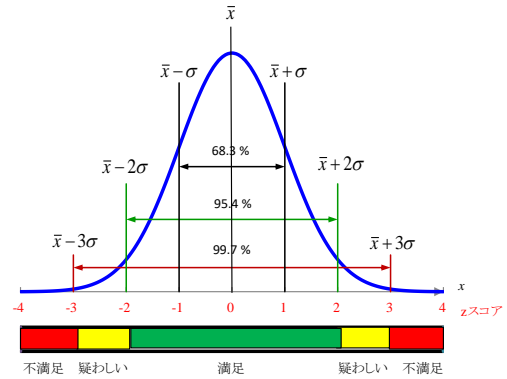


図-5 正規分布

表-3 技能試験結果一覧

区分	試料A			試料K		
	中央値 Q_2	標準偏差 σ_{pt}	変動係数 $v_{pt}(%)$	中央値 Q_2	標準偏差 σ_{pt}	変動係数 $v_{pt}(%)$
土粒子の密度 $\rho_s (Mg/m^3)$	2.74	0.0297	1.1	2.68	0.0371	1.4
含水比 $w (%)$	30.4	0.2965	1.0	44.2	0.445	1.0
50%粒径 $D_{50} (mm)$	0.00750	0.00143	19.0	0.0017	0.000426	25.1
細粒分含有率 $F_c (%)$	87.7	1.06	1.2	99.5	0.48	0.5
粘土分含有率 $C_c (%)$	42.2	3.39	8.0	73.5	3.93	5.3
液性限界 $w_L (%)$	44.1	2.30	5.2	61.6	3.19	5.2
塑性限界 $w_P (%)$	19.3	1.59	8.3	21.2	3.45	16.3

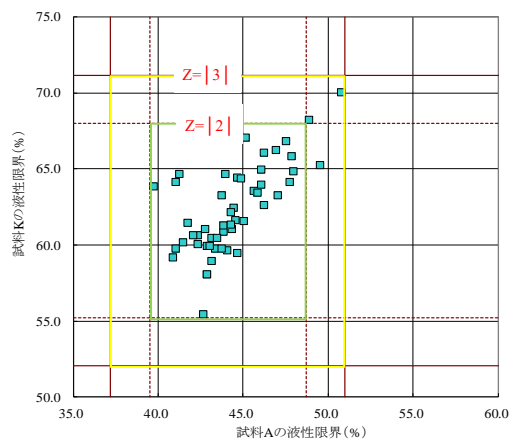


図-6 液性限界試験結果の散布図

会, pp7-9, 2021.1.

- 4) 地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版]- 二分冊の1-, 地盤工学会, pp112-113, 2020.

一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の使い分けに関する一考察

川崎地質株式会社 ○栗林 正樹, 樫淵 俊樹

1. はじめに

一般的に砂分を多く混入する粘性土や深いところに分布する粘性土に対し、一軸圧縮試験で強度を求めると過小評価となりやすいと言われるが、砂分の混入量や深度について定量的に評価された報告は少ない。

本報告では、新潟県内の平野部において、砂分をほぼ含まず、土質的に似通った粘性土に対して(最大深度 GL-60m)、一軸圧縮試験(以下、一軸試験)と拘束圧の解放の影響が小さい三軸圧縮試験 [UU 条件] (以下、三軸試験)を同試料で実施し、粘性土の強度評価における試験の使い分けに関する一考察を報告する。

2. 対象土質の強度評価方法

(1) 対象土質の粒度組成

対象土質は、沖積層からなる概ね粘土分とシルト分で構成される均質な粘性土である(全38試料)。

図-1に、粒径加積曲線を示す。対象土質は、砂分の混入が僅かであり(平均3%)、シルト分が20~70%、粘土分が20~80%とバラツキがみられる粒度組成である。

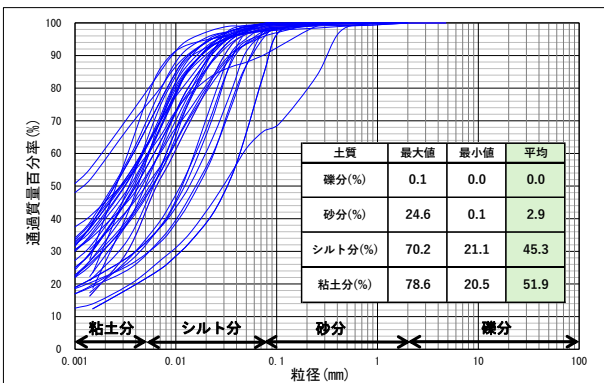


図-1 対象土質の粒径加積曲線

(2) 強度評価に用いる試験

対象土質の強度評価にあたり、一軸試験と三軸試験の両試験を同試料で実施した。

表-1に、両試験の条件比較を示す。両試験ともに粘性土の強度を求める試験であるが、試験条件として拘束圧の有無に違いがある。

表-1 一軸圧縮試験と三軸圧縮試験との試験条件比較

項目	一軸圧縮試験	三軸圧縮試験(UU 条件)
拘束圧	拘束圧なし	拘束圧あり
求まる値	一軸圧縮強度 q_u (粘着力 $c=1/2q_u$)	粘着力 c_u せん断抵抗角 ϕ_u

(3) 粘土分含有率・塑性指数を考慮した強度評価方法

中瀬ら(1972)¹⁾では、前述した応力解放による過小評

価に対して、粘土分含有率あるいは塑性指数 I_p を用いた一軸圧縮強度の補正方法が提案されている。以下に、補正式を示す。

$$\tau_r = \alpha (q_u/2) + 0.8\beta \sigma_v \quad \dots \text{式-1}$$

ここで、 τ_r : 非排水せん断強度(粘着力) (kN/m²)
 α , β : 補正係数 (図-2 参照)
 q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)
 σ_v : 有効土被り圧 (kN/m²)

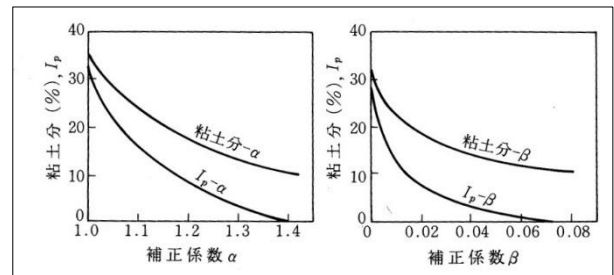


図-2 一軸圧縮強度の補正方法¹⁾

上記の基準では、粘土分含有率かつ塑性指数 I_p が35以上の場合は補正が不要となり、粘土分含有率あるいは塑性指数 I_p が35未満の場合、一軸試験結果を補正する必要があることを示す。

すなわち、粘土分含有率あるいは塑性指数 I_p が35未満の場合は、一軸試験では過小評価する可能性があると考えられる。なお、全38試料のうち13試料において、過小評価する可能性がある試料に該当している(表-2)。

したがって、考察では、粘土分含有率および塑性指数 I_p に対する一軸試験と三軸試験の強度比 [三軸試験による粘着力/一軸試験による粘着力] (以下、強度比)を整理することとした。

表-2 文献¹⁾による補正方法を踏まえた強度評価方法

条件	試料数	強度評価方法
粘土分含有率 35%以上 かつ塑性指数 I_p 35 以上	25	一軸圧縮試験値
粘土分含有率 35%未満 あるいは塑性指数 I_p 35 未満	13	一軸圧縮試験値の補正 あるいは三軸圧縮試験値

3. 試験結果と考察

同試料で一軸試験と三軸試験の両試験を実施した結果、全体的に一軸試験よりも三軸試験で得られた強度(粘着力)の方が大きくなる結果が得られた。

なお、本三軸試験結果は、対象土質が地下水以深で飽和した粘性土と評価できることから、せん断抵抗角 $\phi_u = 0^\circ$ として評価している。

(1) 粘土分含有率と強度比の関係

図-3に、粘土分含有率と強度比の関係を示す。

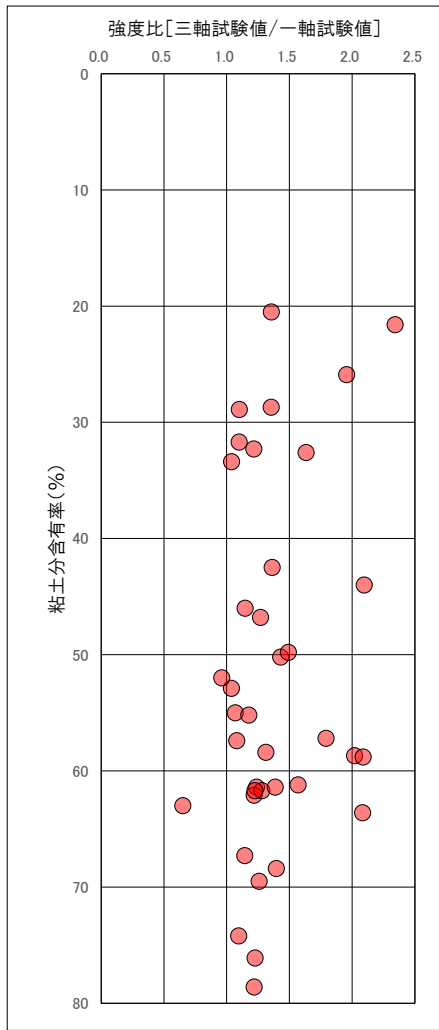


図-3 粘土分含有率と強度比の関係

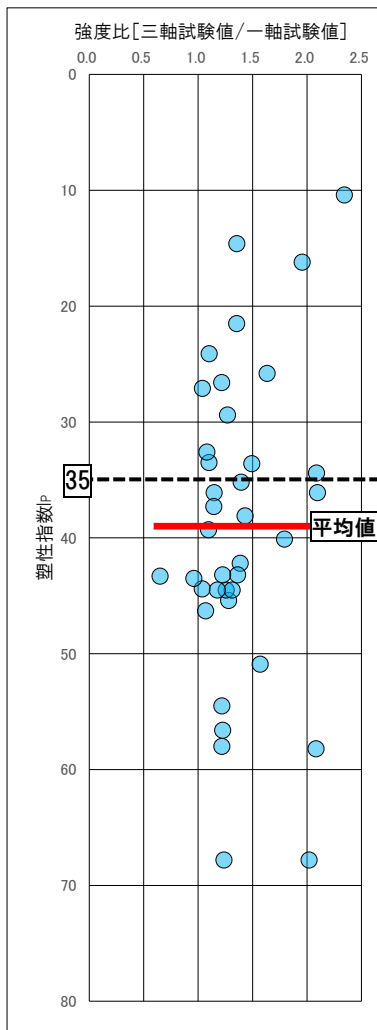


図-4 塑性指数 I_p と強度比の関係

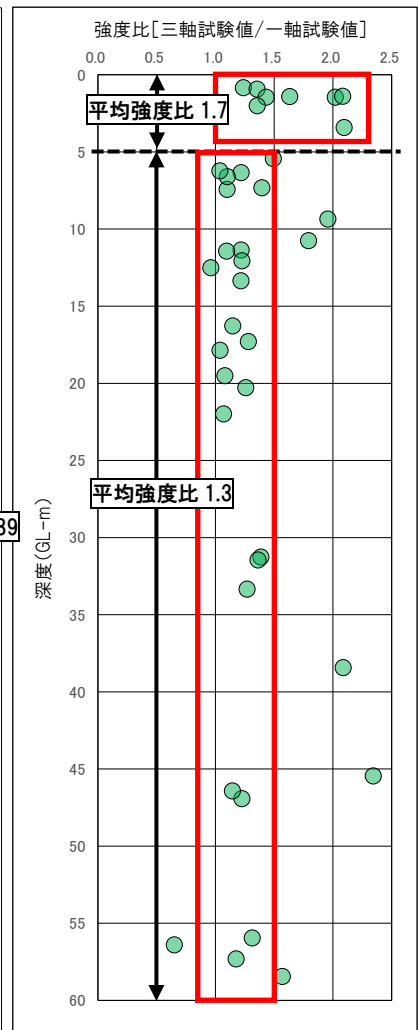


図-5 深度と強度比の関係

図より、粘土分含有率20~80%と変化するものの、粘土分含有率の違いによって、強度比が変化することは確認されなかった。

(2) 塑性指数 I_p と強度比の関係

図-4に、塑性指数 I_p と強度比の関係を示す。

図より、塑性指数 I_p が10~68と変化するものの、塑性指数の違いによる強度比の変化は、粘土分含有率と同様、確認されなかった。

しかしながら、全体的に塑性指数 I_p が小さく（平均値39）であり、前章で示した補正が必要な条件（塑性指数35未満）を考慮すると、対象土質は三軸試験で評価すべき土質であることが示唆される。

(3) 深度と強度比の関係

図-5に、深度と強度比の関係を示す。

図より、深度別の強度比は、GL-5m 以浅では強度比1.7と大きい強度比が得られたが、GL-5m 以深ではバラツキがやや確認されるものの概ね強度比が1.0~1.5（平均強度比1.3）である結果が得られた。

以上より、対象土質においてはGL-5m 以浅を除いて、深度の大きさに限らず、強度比の変化が小さいことが評価される。

4. まとめ

本試験結果では、対象の粘性土（塑性指数 I_p が平均40程度でやや低い）に対して一軸試験よりも三軸試験で得られた強度の方が大きいことを確認した。特に、GL-5m 以浅において、より大きくなる傾向が確認された。

なお、一般的に言われるような深い深度では、一軸試験よりも三軸試験の方が大きい強度が得られるが、本試験結果では、逆に浅い深度の方が大きい傾向が確認された。これは、浅い深度の方が深い深度よりも強度が小さく、多少の不均質さが強度に影響されやすいことが挙げられる。したがって、浅い深度こそ、三軸試験で強度評価すべきであると考察される。

しかしながら、今回はデータ数が少ないため、前述のような一軸試験と三軸試験の使い分けの評価を目的に、砂分を混入する粘性土のデータ等、さらなるデータの蓄積が必要と考える。

《引用・参考文献》

- 1) 中瀬明男・勝野克・小林正樹(1972)：砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ，運輸省港湾技術研究所報告，Vol. 11, No. 4, pp. 83-102.

液性限界塑性限界試験の再試験に関する考察と事例紹介

共栄興業株式会社

○野坂 泰弘

1. はじめに

液性限界・塑性限界試験（以下、液塑性）は土のコンシステンシー特性の把握に加え、各種指数・係数の推定や液状化判定の指針にも用いられる重要な試験である。しかし、試料の練り、加水の具合や落下回数判定など、手順の多くが試験者の判断による感覚的なものであるため、熟練度が結果に大きな影響を与えている。

弊社では、自社試料を中心に物理試験を数多く実施すると共に、技能試験を通じて試験者の技能向上に努めているが、液塑性においては熟練者でも一部試料で試験のやり直し（再試験）を要している。

ここでは、直近3年間に絞り、実施した液塑性の約7%に相当する60試料の再試験結果を取りまとめ、その特徴や傾向の事例を紹介し、併せて、試験の良否判断にも用いるタフネス指数（It）について考察する。

2. 再試験を要する試験結果の特徴

試験結果の良否は、実施全数をグラフ上にプロットして描かれる近似線（流動曲線）から判定する。この際、プロットが散乱するため流動曲線が特定困難な場合や、プロットが局所的に偏るため、異なる近似線が複数想定できる場合、或いは、落下回数が前後で頻繁に増減する場合などを再試験試料と判断している。弊社ではこれらを「散乱」「蛇行」「迷走」に分類しているが、これらが複合することもある。なお、「迷走」は結果的にグラフ上で若干の散乱に見える場合も多い。

典型的なものを以下に示す。

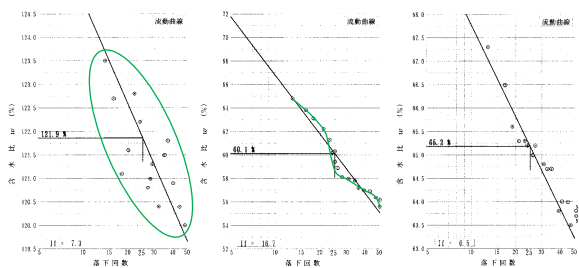


図-1 全体散乱①

図-2 蛇行

図-3 迷走

(1) 散乱

散乱は、再試験の判断理由としての割合が最も多く、60試料中の43試料（72%）で確認された。

散乱には図-1のように近似線が特定できないものの他に、散乱の程度が全体的に均等なため、平行近似線が想定されるもの（図-4）、局所的に散乱し、その他の部分では近似線に収束するもの（図-5、図-6）などがある。因みに、図-6中央散乱の試料は散乱部分が迷走を伴っている。

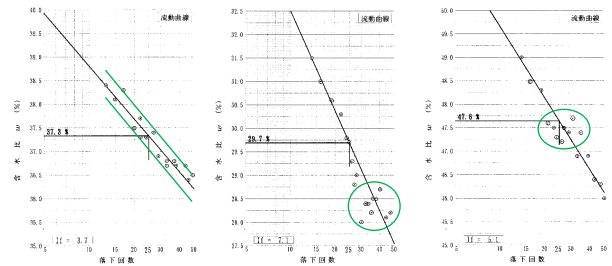


図-4 全体散乱②

図-5 初期散乱

図-6 中央散乱

初期散乱は、湿潤法において試験の初期段階が定まり難い現象で頻度も高い。また、類似した現象としては、初期段階の含水比変化が乏しいため、近似線が折れて緩勾配を描くものがある（図-7）。これはシルト及び有機物を含んだ試料でよく見られ、程度の差はあるものの、初期緩勾配の見られた14試料中の12試料（86%）はシルト及び有機物を含んだ試料であった。

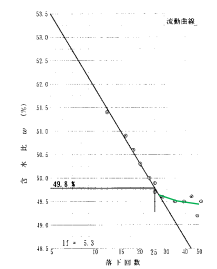


図-7 初期緩勾配

(2) 蛇行

蛇行は60試料中の12試料（20%）で確認された現象で、初期緩勾配を伴うこともある。試料毎による明瞭な傾向は確認できないものの、初期緩勾配を伴うものは全てシルト試料であった。

(3) 迷走

迷走は60試料中の5試料（8%）と頻度は低い。落下回数が前後で頻繁に増減することから結果の信頼性は著しく低いものの、図-3のようにグラフ上では比較的良好に見えるものの他、図-6のような散乱を伴うものがある。細砂を含んだ低液性試料などで、練返し時間が少ない場合に発生しやすく、試験中の加水が難しい印象である。

3. タフネス指数（It）

タフネス指数とは、Ip（塑性指数）とIf（流動指数）との比で、土のWpにおけるせん断強さを表す。

$$It = Ip / If \quad \dots \text{式-1}$$

ここで、It：タフネス指数

Ip：塑性指数： $W_L - W_p$

If：流動指数：流動曲線の傾度

活性の高いコロイド分を含む土ほどItが大きく、一般にIt=0~3であるが、活性の高い粘土では5を示すことがある。これは火山灰粘土などで顕著であるが、有機物を

多く含んだ試料でも大きな値を示す傾向がある。

タフネス指数の異常 ($It > 5$) は、60試料中の23試料 (38%) で確認されたが、ほとんどでその他の異常を伴っており、特に図-1のように近似線が特定困難な程に散乱し、If が低く算定されたことを原因としているものが多かった。しかし、この中に1試料だけであるが、It 異常のみで再試験としたものがある。(図-8 参照)

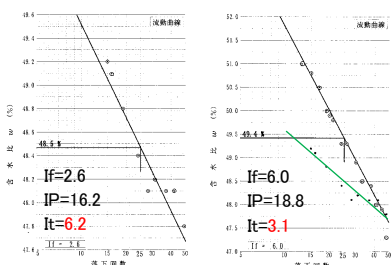


図-8 It 異常 図-9 図-8の再試験

図-8は、散乱の程度が軽微で一見すると良好な結果であるものの、低いIfによりItが高い値となっている。対して、再試験(図-9)ではプロットがより近似線に一致すると共に、Itも3.1と正常な値となった。ここに、両者の違いが練返し時間のみであることに鑑みると、推定ではあるが、試料に塩分を含んでいたため、電荷を帯びたコロイド粒子が凝集して微小団粒を形成し、この解きほぐし具合の違いが両者の差となって現れたのではないかと考えられる。因みに、図-9の緑線は、図-8の試験結果による流動曲線である。

初回試験においてこれを予見することは困難であるため、タフネス指数は、試験の良否判定の有効な判断指標になるものと考えられる。

4. 乾燥時間の影響

液塑性において試料の乾燥時間の規定が無いため、弊社では土の含水比試験 (JIS A 1203 : 2009) に準じ¹⁾ 概ね18時間以上としている。ここで、ある蛇行試料の再試験に際し、やむを得ず約5時間で含水比を計測したところ散乱が見られた(図-10)。このため、18時間乾燥後に再度計測したところ、こちらでは非常に良好な結果が得られた(図-11)。このことから、僅か数グラムの試料であっても5時間程度では十分な乾燥時間とはいえず結果の信頼性が低いことが判った。

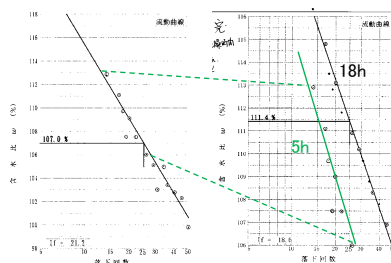


図-10 5h 乾燥 図-11 18h 乾燥

5. 再試験で使用する試料による影響

再試験で使用する試料は、準備できる量に応じ、①「未使用の生試料」から、量が減少するに従って、②「元試験で用いた練返し試料と生試料の混合」となり、更に少

ない場合は、③「元試験、或いは、その他物理試験で用いた乾燥試料との混合」となる場合がある。

この内、③は今回の60試料中に該当は無く、①に関しても該当する39試料の結果から特に目立った傾向はみられなかった。しかし、②に関しては明瞭な傾向がみられ、該当する21試料での再試験にWLが上昇したものは無く、混合割合により程度の差はあるものの、18試料 (86%) でWLが低下した。代表例を図-12に示すが、この試料ではWP、Ifがほぼ同値のまま、WLが3%程度低下した。

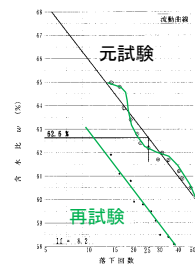


図-12 WL 低下

6. まとめ

本報で紹介してきた事例のグラフは、Y軸の1cm当たりの幅が0.1%~2.0%のものまで実に20倍の差が存在する一方、試料質量は千分の1g (0.001g) の違いが含水比で0.1%の差となることも多い。また、X軸も落下回数が少ない領域では1回の差が大きく、共に僅かな違いがグラフ上では大きな変化として現れる。これらのことから、試験者の技能・熟練度に加え、測定値の精度が結果の良否を大きく左右する。よって、定期的な試験器具・測定機器の検定・校正は試験品質確保のため非常に重要である。

練返し時間は、5.でも紹介したとおり過多になるとWLの低下を招く一方、試験初期が安定しないような試料や3.で紹介したような試料などについては十分な練返しが必要であるなど、練返し時間の定量的な規定は難しい。このため、試料によっては再試験の実施はやむお徳ないとしても、元試験実施者から再試験実施者へ「練り合わせの状況」「加水の状況」「落下回数の増減の状況」などの試験時の手応えを、十分かつ正確に伝達する両者の意思疎通が重要である。

3.において、試験結果の良否判定にタフネス指数も有効な判断指標となることを示した。今後の参考となれば幸いである。

《引用・参考文献》

- 1) 地材料試験の方法と解説 (2009) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 105.

締固め層数の違いによる三軸圧縮(CD)試験の力学特性に関する一考察

中部土質試験協同組合 ○小倉 教弘, 石原 聖子
株式会社シマダ技術コンサルタント 坪田 邦治

1. はじめに

攪乱試料を用いて力学試験に用いる供試体を作製する場合、所定の密度になるよう静的に締固めて供試体を作製することがある。しかしながら、締固めによって供試体が塊状を呈する場合の締固めの方法や層数は明確に基準化されていない。「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」(地盤工学会基準 JGS 0520-2020)¹⁾では、トリミング法と負圧法しか記載されておらず、前者は試料の状態が室温で安定した塊状をなすもの、後者はときほぐされた状態で、締固めや圧密によっても塊状にできないもの、この二つの状態でしか設定されていないことによる。

これらのことから、本研究では締固め層数の違いが三軸圧縮試験(CD)の力学特性にどのような影響を有するか検討した。

2. 試験に用いた試料と試験方法

(1)使用試料

本研究に用いた試料の物理試験結果を表-1、粒径加積曲線を図-1に示す。試料の土質は、細粒分 10%程度の比較的粒径幅の広い三重県産のシルト混じり礫質砂を対象とした。

(2)試験方法

①試料調整と密度調整

本研究の供試体直径は 5cm であるため、9.5mm ふりい通過の試料を使用し、「突固めによる土の締固め試験」(JIS A 1210 B-b 法)により求められた最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.805\text{g/cm}^3$ とし、現場での施工締固め度が、 ρ_{dmax} の 90%であることから、乾燥密度 $\rho_d=1.625\text{g/cm}^3$ に設定した。

②供試体作製方法

締固め層数を一般的な 5 層と 3 層、2 層、1 層の 4 種類で供試体を作製した。なお供試体端面にムラが出来ないように、供試体径とほぼ同じ径のプランジャーを使用した。

③三軸圧縮試験

「土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験」(JGS 0524-2020)に準拠、せん断速度を遅めの $0.2\%/min$ 、側圧については、低い側圧 (50kN/m^2) と高い側圧 (200kN/m^2) の 2 種類とした。

3. 体積変化量の変化

側圧ごとの圧密量-時間曲線を図-2に示す。この図から判ることは、低い側圧では締固め層数ごとの違いが明瞭に判らず、体積変化量 $\Delta=1.9\sim 2.3\text{cm}^3$ となっている。しかしながら、高い側圧では、締固め層数ごとの違いが

表-1 物理試験結果

物理特性		結果
土粒子の密度 (g/cm^3)		2.658
含水比(試料調整後)(%)		13.1
粒 度 構 成	礫分(%)	39.4
	砂分(%)	50.5
	シルト分(%)	6.9
	粘土分(%)	3.2
液・塑性限界(%)		NP

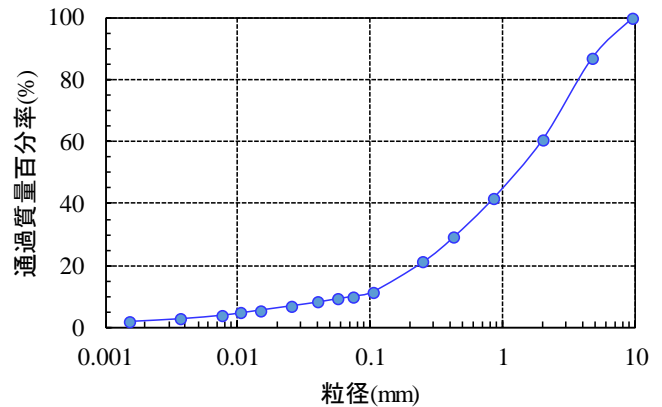


図-1 試料の粒径加積曲線

あらわれ体積変化量が $\Delta=5.85\text{cm}^3$ (5層) $\sim 6.85\text{cm}^3$ (1層) と 1cm^3 の差が生じた。締固め層数が少なくなるに伴い、体積変化量が増える傾向がみられた。これは締固め層数が少なくなるに伴って、層境領域がだんだんルーズになり空隙が出来る。そこに水が溜まるため、高側圧下では圧密時に排水されてしまったのだと思われる。

4. 主応力差の変化と(c, ϕ)

側圧ごとの主応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) \sim ひずみ (ϵ) 曲線を図-3に、(c, ϕ) の結果を表-2に示す。図-3から、低い側圧では締固め層数が少なくなると、主応力差が低い値を示す傾向があることが判る。主応力差最大時で締固め層数が1層と5層では圧縮強さに、 30kN/m^2 の差が生じるとともに、1層の圧縮強さが5層の圧縮強さの約15%低下することが判る。

($\sigma_1 - \sigma_3$) $\sim \epsilon$ 曲線では、締固め層数(5層と3層)、(2層と1層)で曲線が異なることも判る。(5層と3層)では、供試体の骨格構造が形成されたため、比較的早い段階(3%前後)でピークが現れ、その後ひずみ軟化挙動がみられる。試験後供試体を観察するとすべり面(せん断破壊)が明瞭に出ている。

一方、(2層と1層)では、供試体が不均一なため、主応力差が増加し続け10%以降でピークが現れる。試験後供試体を観察すると2層では供試体の中央部が膨らむ「たる形変形」に、1層では供試体下部が膨らむ形になっていた。

高い側圧では、低い側圧と同様に締固め層数が少くなると主応力差が低い値を示す傾向がみられた。主応力差最大時で締固め層数が1層と5層では、 $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 27 \text{ kN/m}^2$ の差が生じるものの、主応力差そのものが高いため、1層の圧縮強さが5層の圧縮強さの約4%の低下にとどまることが判った。

また、 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線を見ると、高い側圧では、低い側圧のように曲線に違いが出なかった。どの締固め層数も主応力差が増加し続ける曲線を描き、ピークが14%以降に現れる。試験後供試体を観察するとどの締固め層数の供試体も中央部が膨らむ「たる形変形」であった。

5. まとめ

本研究では、締固めの層数を変えて、三軸圧縮(CD)試験を実施した。この結果、以下のことが判明した。

- ① 低い側圧(50kN/m²)では体積変化量に締固め層数に違いが生じないが、高い側圧(200kN/m²)では締固め層数が少くなると、体積変化量が増加する。
- ② 低い側圧と高い側圧でも、締固め層数が少くなると、主応力差が低い値を示す傾向がある。低い側圧ほど減少する割合が大きくなり、高い側圧ではそうでもないことが判明した。
- ③ c (粘着力) は締固め層数が少くなると、低い値を示す傾向があるが、 ϕ (せん断抵抗角) は締固め層数による違いははっきりしなかった。

以上から、締固め層数の違いにより同じ密度であっても供試体の骨格構造の形成に違いが生じる。このことから、3層以上で締固めるのが望ましく、さらに試験精度の点からいえば5層で締固めるのが最適であると考ええる。

表-2 (c_d, ϕ_d)

種別	c_d (kN/m ²)	ϕ_d (°)	$\tan \phi_d$
1層	2.3	37.5	0.768
2層	4.3	37.4	0.763
3層	7.3	37.2	0.760
5層	9.9	37.4	0.765

《引用・参考文献》

- 1) 地盤材料試験の方法と解説 (2020) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 593-610.

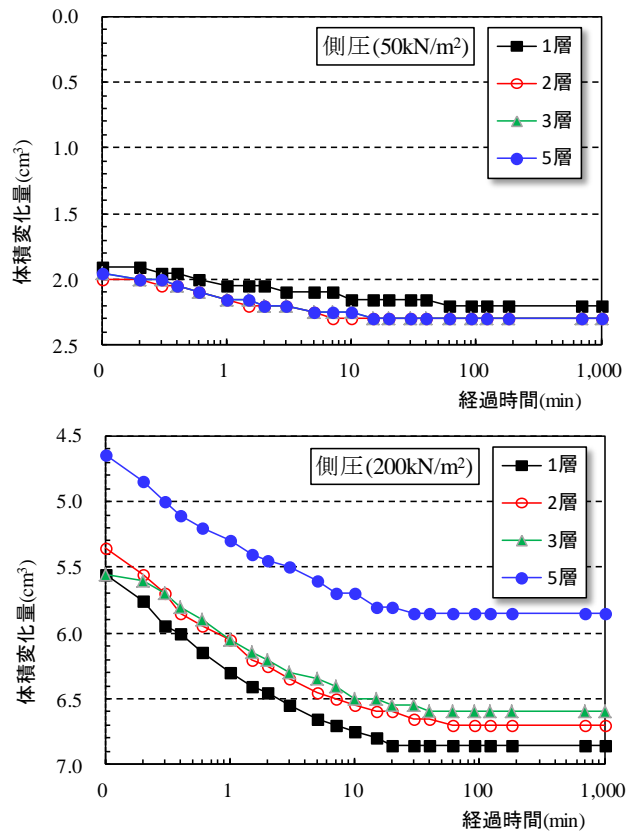


図-2 圧密量～時間曲線

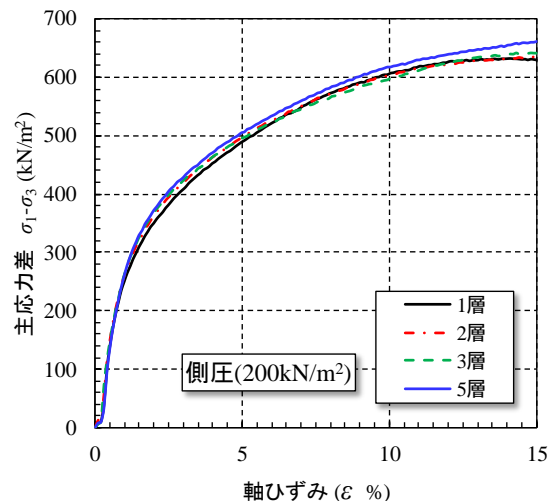
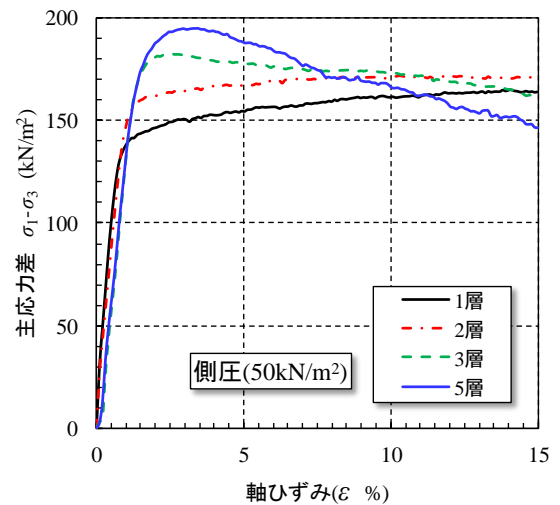


図-3 応力～ひずみ曲線

試料の周面乱れが及ぼす圧密試験供試体への影響

関東土質試験協同組合 ○向山 貴之 石倉 仁士 杉田 信隆

1. はじめに

土質試験に供する試料は、規格化されたサンプリング方法によって現場で採取された土を、振動や衝撃にさらされぬよう試験室内に持ち込み、乱さないよう扱い、試験することが大前提となっている。しかし、試料を乱す原因は、松尾・正垣がまとめた「qu に影響する作業項目¹⁾」に挙げられている通り、非常に多岐にわたる。

現行のサンプリング方法はほとんどがシンウォールサンプリングであるから、構造的に考えれば試料採取のための地盤内への押込み・試料抜出のための加圧により、チューブとの摩擦で必ず試料は乱れる。よって、本研究では試料の「周面乱れ」に着目し、圧密試験において試料の周面乱れが試験結果にどこまで影響を及ぼすかを知ること、で、「乱さない試料」と「十分に乱した試料」、さらにその中間条件を設定し、比較検討する。

参考にした先行研究は大きく2つである。1つは、正垣・金子らによる「disturb equipment (攪乱機器)」を装着した押し出し機により、試料周面を意図的に乱した場合の試験データ²⁾である。もう1つは、浅岡らによる「試料を十分に乱した状態」の最適な含水比は、液性限界だとする研究³⁾である。乱れとは、作業要因の複合、大小で様々であるから一括りにすることはできない。しかし、極大の乱れ状態は液性限界で十分に繰り返すことで再現できるということである。

2. 試験方法

試験は、JIS A 1217の土の段階载荷による圧密試験方法で行った。使用した圧密リングは標準サイズの直径60mm、高さ20mmのステンレス鋼リングである。また、供試体の作製にあたって、側方ガイドの調整ができるトリマーを用いて、直径60mm、50mm、42mm (正確には約42.4mm であるが、便宜上42mm と呼ぶ)、35mm のキャップを使用した。

供試体の端面仕上げには、供試体径にあった圧密リングまたはマイターボックスを使用した (写真-1)。



写真-1 使用した治具

3. 試験及び結果

(1) 予備試験

予備試験で用いた試料は、関東の自然地盤より採取し

た粘性土試料 (湿潤密度 $1.585\text{Mg}/\text{m}^3$ 、土粒子密度 $2.717\text{Mg}/\text{m}^3$ 、含水比65.4%) である。同試料を成形用と練返し用試料に分けた。練返し用試料は、液性限界まで加水したのち十分に練返した。供試体径は通常の60mm 供試体と50mm・42mm・35mm で成形した供試体を作製した。60mm 以外の供試体は端面成形後、圧密リングの中央に設置し、リングとの隙間を練返した試料で充填した (写真-2)。

成形(不攪乱)

他、全て練返した試料 (直径60mm) を圧密リング内に充填した供試体の計5パターンとした。

練返し(攪乱)

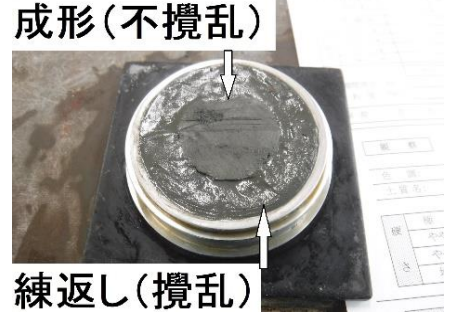


写真-2 供試体作成状況

(2) 予備試験結果

各条件における e - $\log p$ 曲線を図-1 に、 P_c 及び C_c の値を表-1 に示す。これらから、正垣・金子らの示すとおり²⁾ 試料を乱した面積が大きくなるほど $P_c \cdot C_c$ の値は共に小さくなっている。また、 P_c を求めるための変曲点は、読み取れるのは42mmのものまでで、35mmはその選定が難しかった。練返した試料では、変曲点を読み取ることができなかった。よって本試験では供試体直径60mm、42mm、練返し(60mm)で行うこととした。

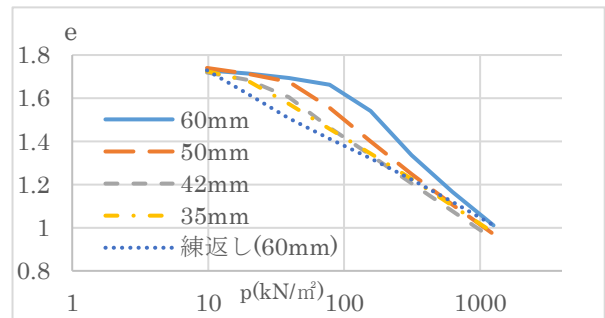


図-1 予備試験各試料の e - $\log p$ 曲線

表-1 予備試験各結果

供試体径	P_c (圧密降伏応力) (kN/m^2)	C_c (圧縮指数)
60mm	114.5	0.68
50mm	49.0	0.52
42mm	29.9	0.47
35mm	19.4	0.38
練返し	読取不能	0.34

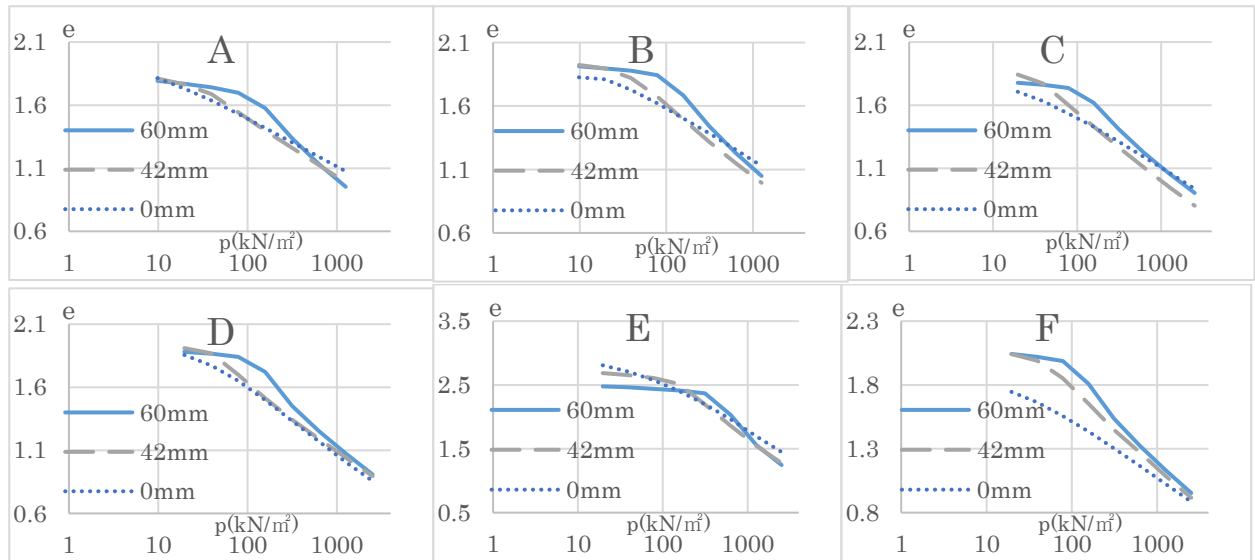


図-2 本試験各試料の e-logp 曲線

表-2 本試験各物性値及び各結果

試料名	A	B	C	D	E	F
湿潤密度(Mg/m³)	1.603	1.583	1.613	1.584	1.471	1.546
土粒子密度(Mg/m³)	2.663	2.705	2.709	2.709	2.680	2.689
含水比(%)	64.9	70.3	65.4	63.9	86.7	75.3
液性限界(%)	75.9	64.3	62.7	66.0	112.4	76.2
塑性限界(%)	31.2	29.7	32.8	33.4	48.8	36.5
塑性指数	44.7	34.6	29.9	32.6	63.6	39.7
60mmPc(kN/m²)	122.4	108.2	119.4	128.4	401.4	107.2
42mmPc(kN/m²)	43.0	48.2	43.4	44.8	192.9	56.4
Pc 比(42:60)	0.35	0.45	0.36	0.35	0.48	0.53
60mmCc	0.79	0.82	0.70	0.89	1.56	0.91
42mmCc	0.52	0.61	0.63	0.66	1.43	0.71
Cc 比(42:60)	0.66	0.74	0.90	0.74	0.92	0.78
0mmCc(参考)	0.38	0.43	0.42	0.56	0.90	0.47

(3) 本試験

本試験では、関東の自然地盤より採取した6種類の粘性土を使用した。手順は予備試験と同様とし、直径60mm、42mmと練返し（60mm）の3パターンとした。また本試験では、自然含水比が液性限界を上回っている試料については、従来通り自然含水比で十分に練返すこととした。

(4) 本試験結果

各試料における e-logP 曲線を図-2に、Pc 及び Cc の値を表-2に示す。

4. 結果のまとめ

予備試験結果からは、今回の試みが攪乱機器によって乱された試料と同様の試験結果を得られ、また液性限界で練返したことで攪乱機器以上の練返しができると考えられる。本試験結果からは、供試体断面積の半分が完全に乱された時、圧密試験における Pc は Pc 比（42：60）で見ると約 0.5～0.3 まで、Cc は Cc 比（42：60）で見ると約 0.9～0.6 まで低下することがわかった。

5. 今後の課題

不攪乱部分が 50mm よりも大きい供試体をリング内で作成しようとする、練返した試料をうまく充填することができないため、通常より大きい圧密リングを使用する等治具を変える必要がある。今回は、比較の容易な攪乱部分を 0%、50%、100%という条件とした。Pc の低下にばらつきがあることがわかったので、何を要因としているのか、今後調査していきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説[第1回改訂版]-二分冊の1-,pp212,2020)
- 2) 正垣・金子：Effects of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clay, soils and Foundations, Vol.34, No.3, pp1～10, 1994
- 3) 浅岡ら：練返し試料の圧縮曲線に及ぼす試料作製時の含水比の影響, 地盤工学会ジャーナル2010年5巻1号 pp.81-87

練返し試料を対象とした段階載荷による圧密試験方法の提案

中部土質試験協同組合 ○清水 亮太, 石原 聖子, 池田 謙信, 法安 章二

1. はじめに

鋭敏比の定義にあるように、原位置から可能な限り乱さないように採取した試料は、たとえ自然含水比のままであっても練り返すことで強度を失い、軟らかくなる。

圧密試験を例に挙げれば、乱れの少ない試料は十分に練り返した試料に比べて間隙比が大きく嵩張った状態にあり、外力などの乱れの影響によって嵩張りを喪失し、大きな間隙比変化を生じる。ここで、図-1に示す概念図のように、異なる3種類の乱れの少ない試料から同じ形状の圧縮曲線がそれぞれ得られた場合を考える。これらの曲線を比較するだけでは、各試料の力学特性の違いは分からない。しかし、十分に練り返した各試料の圧縮曲線を併記すると、乱れの少ない試料の嵩張りの程度や乱れやすさが見えてくる。

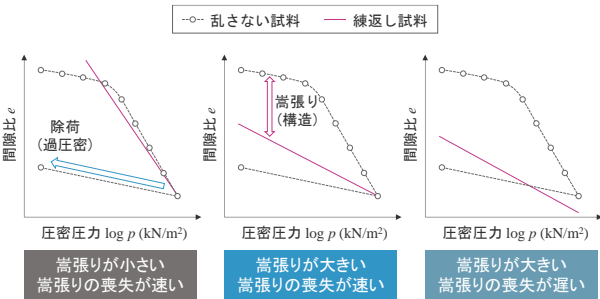


図-1 練返し試料の圧縮曲線

このように、乱れの少ない試料の力学特性を正確に把握するためには、「原位置から可能な限り乱さない試料」の試験結果だけでは不十分で、それを「十分に練り返した試料」の試験結果と照らし合わせる事が重要となる。

しかし、練返し試料の圧密試験方法には明確な規定がないため、試験が実施されること自体が非常に少ないことに加え、試験結果の妥当性についても確認することが困難である。

そこで本研究では、段階載荷による圧密試験によって得られる練返し試料の圧縮曲線に着目し、練返し時の含水比の違いが圧縮曲線に及ぼす影響を骨格構造概念の観点から考察した。

2. 骨格構造概念における土の「構造」

三笠¹⁾は、土の力学的性質を決定するのは、土の「種類」と「状態」であり、「状態」を決定する因子のうち含水比と密度を除く全てのものを包括的に「骨格構造」と定義した。飽和土であれば、含水比と密度は同義であるため、十分に練り返した試料は骨格構造を完全に喪失した状態と捉えることができ、逆に、自然堆積土は骨格構造が発達した状態として捉えることができる。浅岡ら²⁾は、三笠

の定義した骨格構造を「構造」、「過圧密」、「異方性」の3つで表現し、これらの量の変化を塑性変形と結びつけることで、粘土の鋭敏性や砂の液状化・締固めなどあらゆる土の「乱れ」による現象や影響を同じ理論的枠組みの中で表現可能とした。ここに、「構造」とは、図-1に示すような練返し試料に対する嵩張りの程度を表す。

3. 乱さない試料の圧密試験結果と物理試験結果

東海地方で採取された乱れの少ない粘性土(以下、試料 A)を対象に段階載荷による圧密試験と各種物理試験を行った。まずは、試料 A の物理試験結果を図-2に示す。試料 A は有機物が少量混じるものの均質な粘性土である。採取深度は16.50m であり、自然含水比 w_n は液性限界 w_L よりも小さく、過圧密状態にあると推察される。

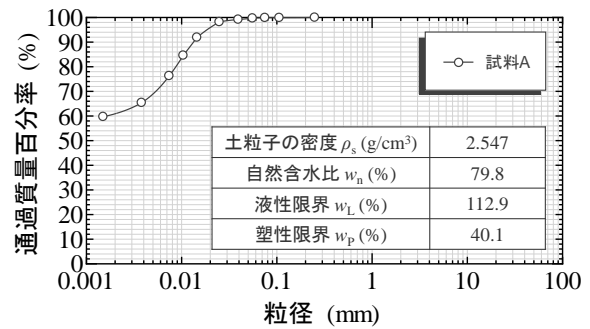


図-2 試料 A の物理試験結果

次に、段階載荷による圧密試験結果を図-3に示す。圧密降伏応力 $p_c=185$ (kN/m²)、圧縮指数 $C_c=1.12$ となった。

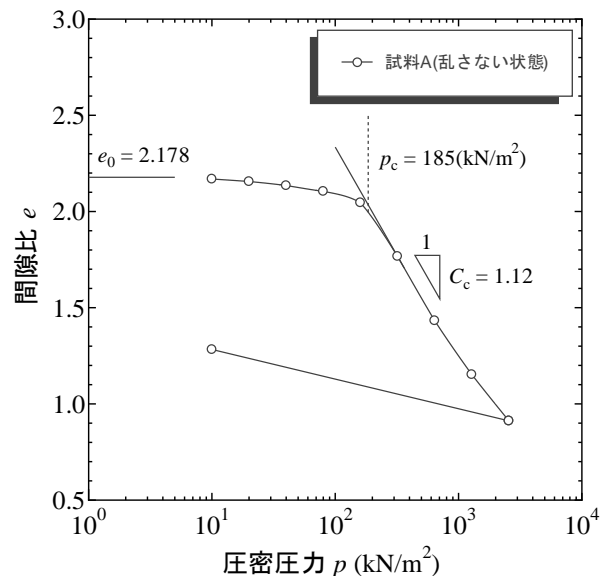


図-3 乱さない状態の試料 A の圧密試験結果

4. 繰り返した試料の圧密試験

繰り返した試料の作製について、鋭敏比の定義に従えば、自然含水比状態を保ったまま十分に繰り返すこととなる。しかし、骨格構造概念に基づいて考えると、繰り返した操作の重要な点は、土の骨格構造を完全に喪失させることにある。仮に、自然含水比が塑性限界付近であった場合、試料が硬いため繰り返しに大きな力が必要となり、繰り返した後骨格構造としての過圧密が残存すると考えられる。一方、試料の含水比を液性限界よりもさらに大きくしていった場合、土の嵩張りも大きくなっていき、骨格構造としての構造が発達していくと考えられる。

そこで本研究では、試料Aの含水比 w について $w=w_L$, $w=1.5w_L$, $w=2.0w_L$ の3パターンを用意し、骨格構造を完全に喪失させるために最適な含水比について比較した。

含水比調整方法については、試料をビニール袋に入れてから所定の水を加え、固形物がなくなるまで手で十分に繰り返した。その後、含水比 $w=w_L$ の場合は、ビニール袋の隅を切り取って、絞り出すようにして圧密試験機に流し込み、端面を直ナイフで整えた。含水比 $w=1.5w_L$, $2.0w_L$ の場合は、流動性が非常に高いため、試料をスプーンで汲み取り、圧密試験機に流し入れてから端面を直ナイフで整えた。なお、試験工程上、供試体の初期高さを測定することが困難であるため、試験終了時の供試体高さと各段階の沈下量から初期高さを逆算した。

各含水比に調整した試料Aの繰り返した圧密試験結果を図-4に示す。なお、図-4には、図-3で示した乱さない状態の試料Aの圧密試験結果を併記している。

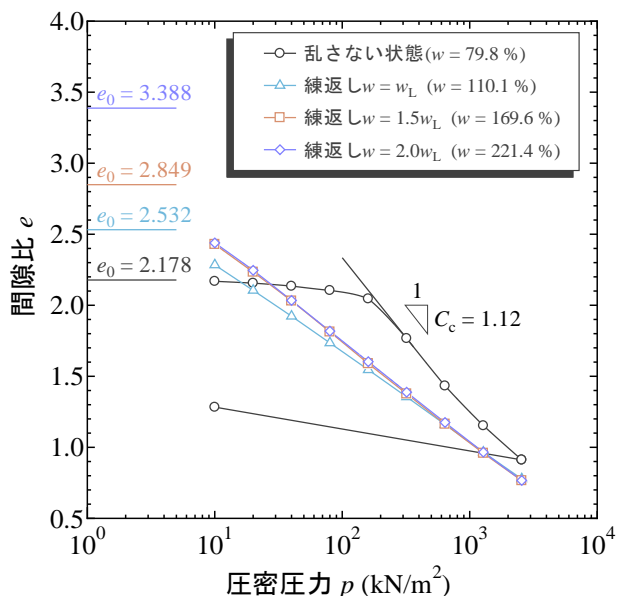


図-4 試料Aの繰り返した圧密試験結果

初期間隙比に着目すると、繰り返した時の含水比が大きいほど、大きな空隙比を有していることが分かる。このことから、繰り返した時の含水比が大きいほど、骨格構造としての構造が発達し、嵩張った状態にあると考えられる。

$w=w_L$ の場合の圧縮曲線に着目すると、片対数グラフ上

ではあるが、直線状の圧縮曲線が得られていることが分かる。次に、 $w=1.5w_L$ と $w=2.0w_L$ の場合の圧縮曲線に着目すると、両者からは非常に近い曲線が得られ、 $w=w_L$ の場合よりも上側に位置していることが分かる。また、圧密圧力が大きくなるほど、 $w=w_L$ の場合の圧縮曲線に漸近していく様子が見て取れる。本研究では、圧密圧力の最大値を2560 (kN/m²) としたが、さらに大きな圧密圧力まで載荷した場合は、1つの曲線になるものと予想される。

次に、圧縮曲線の傾きに着目すると、 $w=1.5w_L$ と $w=2.0w_L$ の場合は、 $w=w_L$ の場合よりも傾きが大きく、圧密圧力が大きくなるにつれて、三者の圧縮曲線の傾きは同程度(0.62程度)となっていることが分かる。

以上のことから、繰り返した試料を作製する際に、含水比を液性限界程度に調整し、十分に繰り返すことで、土の骨格構造を可能な限り喪失させることができたと考えられる。しかし、実務上では、圧密試験を実施する際にその試料の液性限界が判明していることは少なく、試料の含水比を液性限界程度に調整することは試験者の経験に依るところが大きい。本研究の試験結果を見ると、液性限界の1.5倍程度に含水比を調整した場合、骨格構造としての構造の発達が確認されたが、大きな圧密圧力域では、液性限界で繰り返した圧縮曲線に漸近していく結果が得られている。あくまでも典型的な粘性土を使用した結果ではあるが、液性限界よりも少々高い含水比で繰り返した場合は、より大きな圧密圧力まで載荷するなどの工夫により、液性限界で繰り返した圧縮曲線を推定することが可能であると考えられる。

5. まとめ

自然堆積土の力学特性を正確に捉えるためには、その土が堆積環境に応じて培った骨格構造を定量的に把握することが重要であり、そのためには繰り返した試料の試験結果を正確に求めることが必要である。本研究では、段階載荷による圧密試験を用いて、繰り返した時の含水比の違いが圧縮曲線に及ぼす影響を骨格構造概念に基づいて考察した。その結果、繰り返した試料を作製する際の含水比は液性限界程度が理想的であり、それ以上の含水比で調整した場合は、骨格構造としての構造の発達を十分に考慮した上で、より大きな圧密圧力域まで載荷するなどの工夫が必要であることを示した。

《引用・参考文献》

- 1) 三笠正人 (1962) : 土の工学的分類表とその意義, 土と基礎, Vol. 12, No. 4, pp. 17-24.
- 2) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K., and Nakano M. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.