

各論

特殊土を対象とした 地盤材料試験結果の解釈上の留意点

坪田 邦治*

1 はじめに

特殊土について、従来の考え方（地盤工学会：土質試験の方法と解説¹⁾）では高有機質土、関東ローム、まさ土、しらすを「特殊土」として扱っていた。しかし、2009年11月に改訂された「地盤材料試験の方法と解説」（以下では試験法と記載）では、「特殊土」を地域的・局所的な名称としてではなく、普通の土の地盤工学的特性とは明らかに異なる土として扱い、それぞれ高有機質土、火山灰質細粒土、火山灰質粗粒土および風化残積土と表記を改め、対象土を拡大して扱うこととされた²⁾。

本論では、これらを踏襲して、日本各地に存在する「特殊土」について、得られた試験結果の評価方法や設計時における土質定数の扱い方について解説を試みた。

なお、特殊土に関しては、JISや地盤工学会基準（JGS）を適用したとしても、その限界を明確に把握したうえで、実際の設計・施工に適用すべき地盤材料といえる。

2 高有機質土

2.1 高有機質土における圧密沈下量

高有機質土（主として自然含水比 $w_n > 200\%$ ）においては、現地盤の条件と標準圧密試験における側方拘束条件とが適合しないこと、二次圧密の影響が大きいこと、および圧密過程で透水係数が変化することなどから、Terzaghiの一次元圧密理論を適用しての沈下量、沈下速度を算定しても適合しないことが多いとされている³⁾。

このような場合には、含水比などを活用した以下の式により沈下の推定を行うことができる（図-1参照⁴⁾）。

①一次圧密沈下量の計算式（ t_s までの沈下計算）

$$S(\text{cm}) = \varepsilon_f / (1 + C_p \times t^{-0.62}) \times H_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

ε_f ：一次圧密の最終ひずみ

C_p ：一次圧密の速度に関わる係数

t ：時間（日）

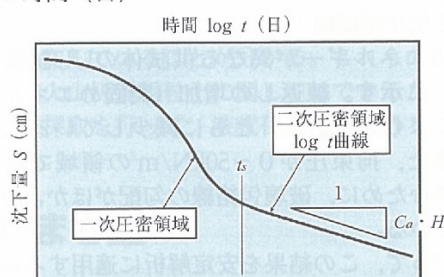


図-1 沈下の概念図⁴⁾

H_i ：増加荷重 P 載荷直前の圧縮層厚（cm）

②二次圧密（ t_s 以後の沈下計算）

$$S(\text{cm}) = S_p + C_s \times H_i \times \log(t/t_s) \quad \dots\dots\dots (2)$$

S_p ：①で $t = t_s$ のときの沈下量

C_s ：二次圧密係数

ここで、各種の係数は以下のように提案されている。

$$t_s = 0.0055 \times H_i^2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\varepsilon_f = 1 / \{ 1 + (2.74 \times 10^4 / (W_i \times P_i^{0.8})) \} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$C_p = 0.0044 \times H_i^{1.25} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$C_s = 0.033 + 0.000043 W_i \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 P_i ：各施工段階の増加荷重（kN/m²）

W_i ：各施工段階の載荷前含水比（%）

$$W_i = W_o - (0.511 + 0.0106 W_o) \times \Delta H / H_o \times 100$$

H_i ：各施工段階の載荷前層厚 = $H_o - \Delta H$ （cm）

ΔH ：各施工段階の載荷前の総圧縮量（cm）

H_o ：圧密対象層の初期層厚（cm）

W_o ：圧密対象層の初期含水比（%）

なお、 $w_n \leq 200\%$ で粘土分の多い高有機質土に対する沈下の経時変化は、Terzaghiの一次元圧密理論を適用することを可能としている⁴⁾。

2.2 せん断強さ

2.2.1 一軸圧縮試験結果の適用

軟弱粘性土地盤の安定計算には一軸圧縮試験による強度が用いられているが、高有機質土地盤（特に未分解で繊維質に富んだ試料）では、圧縮時に非排水条件を確保することが難しいとされている。

図-2は、北海道内の泥炭の一軸試験時の破壊ひず

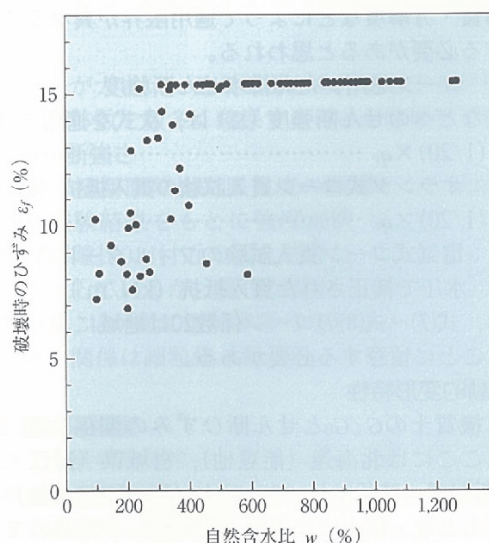


図-2 一軸圧縮試験の破壊ひずみ（泥炭）⁵⁾

* TSUBOTA Kuniharu 中部土質試験協同組合 理事長，博士(工学) | 名古屋市守山区緑ヶ丘804

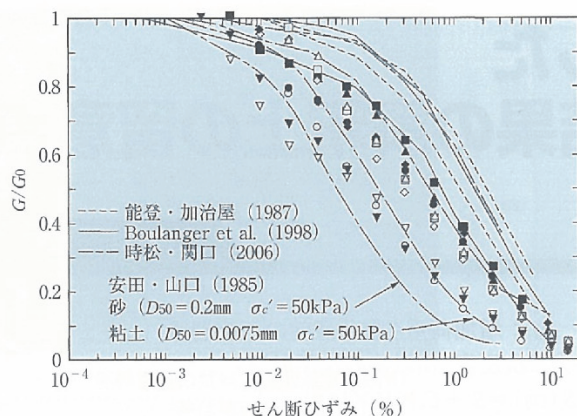


図-3 G/G_0 とせん断ひずみの関係⁷⁾

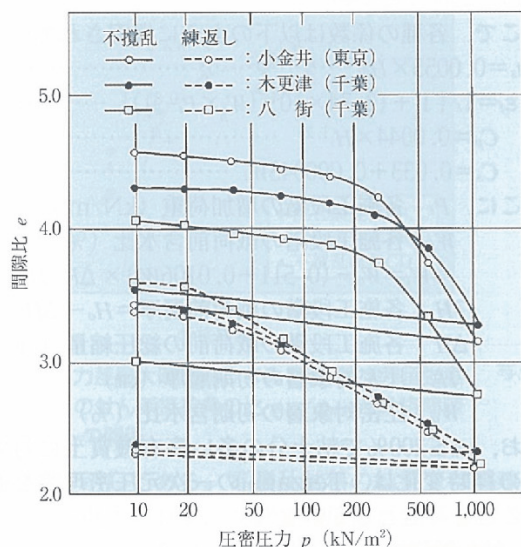


図-4 関東ロームの圧縮曲線の例^{8), 10)}に加筆

み～自然含水比の関係を示したものである⁵⁾。これによると、 $w_n < 300\%$ では15%以内の破壊ひずみとなっていることが分かる。 $w_n \geq 400\%$ になれば、15%以上の破壊ひずみとなっている。これらのことから、 $w_n \leq 300 \sim 400\%$ が一軸圧縮試験の適用限界の目安となる。ただし、構成物質・分解度などによって適用限界が異なることに留意する必要があると思われる。

2.2.2 コーンを用いた非排水せん断強度

泥炭などへのせん断強度 (S_u) は、次式を適用できる⁶⁾。

$$S_u = (1/20) \times q_c \quad \text{.....(7)}$$

q_c : オランダ式コーン貫入試験の貫入抵抗 (kN/m²)

$$S_u = (1/20) \times q_f \quad \text{.....(8)}$$

q_f : 電気式コーン貫入試験のフィルターに作用する水圧で補正された貫入抵抗 (kN/m²)

なお、式(7)～式(8)のコーン係数20は地域によって多少異なることに留意する必要がある。

2.3 動的変形特性

高有機質土の G/G_0 とせん断ひずみの関係を図-3⁷⁾に示す。ここには北海道(能登他)、宮城県(近江・風間他)、新潟県(時松他)、アメリカ(Boulanger他)の高有機質土と砂・粘土の代表例(安田他)が示されている。地域の違い、有効拘束圧、含水比が異なり、データにも幅があるが、同一のせん断ひずみでは、砂・粘土の代表

例に比較すると一般的に泥炭では G/G_0 が大きいことが分かる。

3 火山灰

大規模土工が行われるまでは、構造物規模も小さく火山灰質土が大きな問題になることは少なかったとされる。しかし、1945年以降に大規模施工が本格的になってくると、主として火山灰質細粒土を対象に、こね返しによる強度低下などの特異な地盤工学的特性が確認されるようになり、特殊土として認識されることとなった。

ここでは、火山灰を細粒土と粗粒土に区分して留意点を記載する。

3.1 火山灰質細粒土(火山灰質粘性土)

3.1.1 圧密特性

関東ロームの事例では、乱れの少ない試料の圧密降伏応力は $p_c = 200 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ 程度(図-4)で、土被り圧に対してかなり大きな値となっていることが知られる⁸⁾。これは、原位置でのセメンテーション効果によると考えられている⁹⁾。

一方、練り返した試料では明確な圧密降伏応力を把握しにくく、滑らかな曲線となっている(図-4)。しかも、乱れの少ない試料の初期間隙比はばらついているが、練返しによってその値が低下するとともに、ある狭い領域に集中し、圧縮曲線もほぼ重なるという特徴がある⁸⁾。これらのことから、乱した試料に対する圧密定数の評価が問題となる。

一般に、 m_v 、 C_v の値は、練返しの程度が大きいほど小さくなるといわれている。それでも、練り返した関東ロームの C_v 値は $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ のオーダーにあり、一般的な沖積粘土の値と比較するとかなり大きいといえる。これは、関東ロームの実際の盛土時の動態観測結果は沈下量も大きい沈下速度も速く、室内試験の結果と適合しているとされている⁸⁾。

3.1.2 せん断強さ

1) 一軸圧縮試験

モールド内で突固めた試料に対する突固めエネルギーと一軸圧縮強さの関係を図-5¹¹⁾に示す。加えたエネルギーの増加が練返しの増大に相当する。練返しの増大に伴い q_u が低下、 ε_f が増加するというオーバーコンパクションを生じていることが分かる。一軸圧縮強さを地盤のせん断抵抗として安定解析などに用いる場合には、これらの地盤工学的特性を把握しておくことが必要⁸⁾である。

2) 三軸圧縮試験

突固めエネルギーが異なる供試体のUU試験結果を図-6^{8), 11)}に示す。練返しの増加(突固めエネルギーの増加)により、 (c_u, ϕ_u) ともに減少していることが分かる。また、拘束圧が $0 \sim 50 \text{ kN/m}^2$ の領域で供試体の飽和が進むために、破壊包絡線の勾配がほかよりも小さくなっている。

したがって、この結果を安定解析に適用する場合は、土被り圧による強度増加を見込むことも可能と考えられる⁸⁾とされている。

3.2 火山灰質粗粒土（しらす）

3.2.1 せん断強さ

1) 三軸圧縮試験結果

火山噴出物の中で火山灰、軽石、スコリアなどの一次および二次堆積物で、風化などによる細粒分含有率が50%以上となっていない土質を火山灰質粗粒土としている。ここで、特に留意しなければならないことは粒子破碎である。

粒子破碎による破壊包絡線の変化を模式的に示すと図-7となる。圧密圧力が高くなれば、粒子破碎が増加し、せん断抵抗角の低下と見かけの粘着力が増加する。このことから、試験前後に粒度分析を行い、粒子破碎の程度を評価するなど適切な判断が必要となる。

なお、乱れの少ない試料では粘着成分を有しているが、乱した試料では見かけの粘着成分をゼロとして、原点を通過する接線傾斜角（セカントアングル）で求めている。

2) 動的特性

図-8で示すように、原位置における火山灰質粗粒土の細粒分含有率（ F_c ）の範囲は0～15%であり、細粒分の増加により液状化強度は著しく低下する。また、その減少傾向は、再構成供試体の場合よりも著しいといえる。また、再構成試料の SR_{20} は、乱れの少ない供試体の下限値付近に分布していることが分かる。これらのことを考慮すると、火山灰質粗粒土に関してはできるだけ乱れの少ない試料採取を行って、液状化強度を求めることが重要といえる。

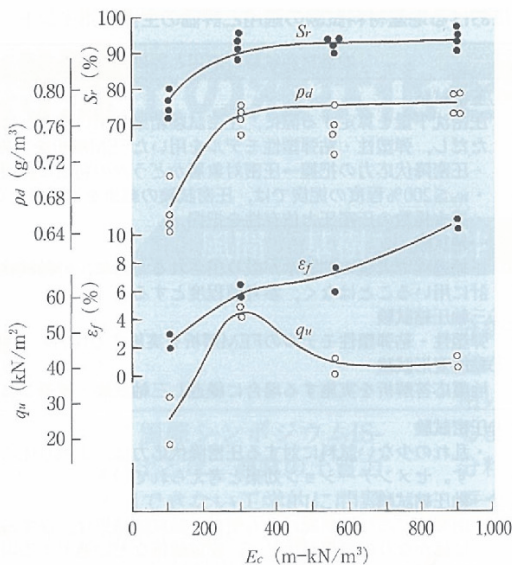


図-5 突固めエネルギーと飽和度、乾燥密度、一軸圧縮強さ、破壊ひずみの関係⁽¹⁾

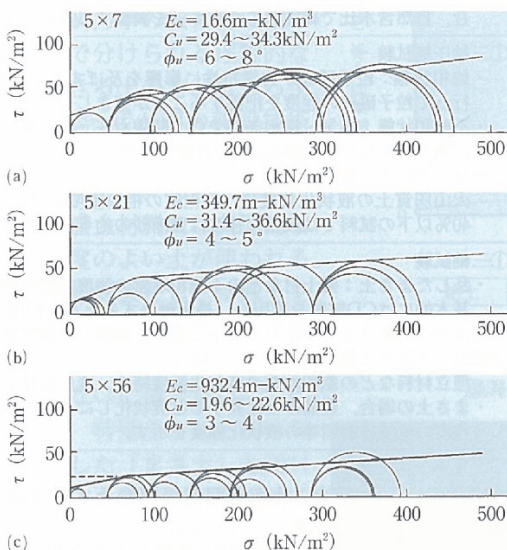


図-6 突固めエネルギーと三軸圧縮強さ（UU試験）の関係例^{(8), (11)}

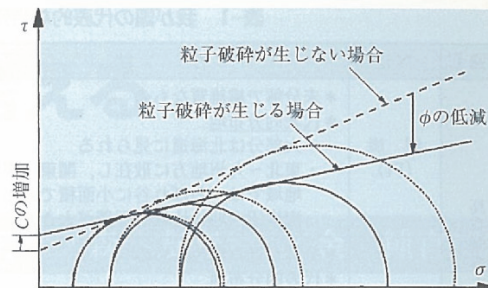


図-7 粒子破碎による破壊包絡線の変化模式⁽¹²⁾

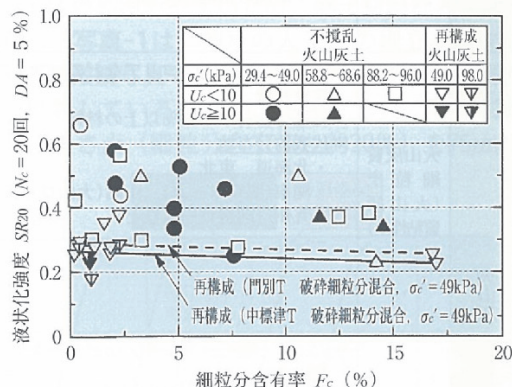


図-8 火山灰質粗粒土の液状化強度 SR_{20} と F_c の関係⁽¹²⁾

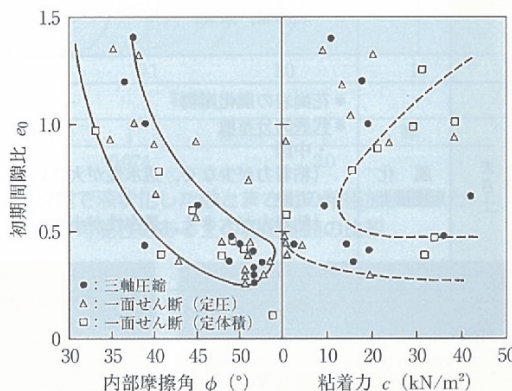


図-9 強度定数に及ぼす初期間隙比の影響^{(13), (14)}

及ぼす影響が大きい。このことから、まさ土を評価する際には供試体数を数多く確保することが重要だといえる。

4.1 せん断強さ

図-9に、初期間隙比を風化度の指標として縦軸に取り、各種試験結果をもとに強度定数（ c 、 ϕ ）を整理している。間隙比0.4付近の風化岩では、 $\phi \approx 50^\circ$ 程度と大きな値を示しているが、風化が進むにつれて ϕ は順次減少していき、 c が逆に増加することが分かる。このように、両者の関係は細粒化・粘土化に伴う影響が顕著である⁽¹³⁾。

4.2 液状化強度

まさ土の液状化強度は、採取場所、採取方法、粒度、密度および拘束圧などに依存すると考えられているため、検討する場合には既往資料などを参考に慎重に行うことが必要となる。

4 まさ土

まさ土のせん断強さの推定は、主として沈下と安定問題に関連して行われるが、風化度と乱れがせん断強さに

表-1 我が国の代表的な特殊土における地盤材料試験の適用と評価の主要なポイント

特殊土	区分	性 状	地盤材料試験の適用と評価における主要なポイント
高有機質土	泥 炭 (Pt)	*未分解で繊維質なもの *代表的分布地 ・大部分は北海道に見られる ・東北～九州地方に散在し、関東・東海地域では、おぼれ谷に小面積で分布 *海岸沼沢地に比較的面积が大きく分布	①圧密試験 圧密沈下量を算定する際に、圧密試験結果を用いることは少ない。 ただし、弾塑性・粘弾塑性モデルを用いたFEM解析を実施する場合には採用。 ・圧密降伏応力の把握→圧密対象層かどうかの判断に採用 ・ $w_0 \leq 200\%$ 程度の泥炭では、圧密試験の結果を適用可能な場合あり ・透水係数の圧密圧力依存性を把握
	黒 泥 (Mk)	*分解が進み黒色なもの *代表的分布地 ・主に東北、関東地方に広く分布 ・自然堤防や砂丘などの後背湿地、山麓や山間の低地に発達	②一軸試験 圧縮過程で大量の間隙水が絞り出されるために、一軸試験から求めるせん断強さを設計に用いることはなく、参考値程度とする。 ③三軸圧縮試験 弾塑性・粘弾塑性モデルのFEM解析を実施する場合には三軸CU試験適用。 ④動的変形試験 地震応答解析を実施する場合には繰返し三軸試験・繰返しねじり試験などを実施。
火山灰	火山灰質 細 粒 土 (火山灰 質粘性土)	*火山灰、軽石、スコリアなどの一次、二次堆積物 *細粒分含有率が50%以上の材料 *代表的分布地 ・北海道、東北 ・関東(関東ローム)、山陰(大山ローム) ・九州(阿蘇ロームなど)	①圧密試験 ・乱れの少ない試料に対する圧密降伏応力は、土被り圧に対してかなり大きな値を示す。セメンテーション効果と考えられている。 ②一軸圧縮試験 ・南関東における新期ローム層の一軸試験結果は、ひずみはほぼ近似するものの強度にはかなりの差異が生じる。安定解析などに適用する場合、留意が必要。 ③締固め試験 ・関東ロームの場合には、同一試料であっても、試験前の含水比が低いほど、得られる乾燥密度は高く、最適含水比は低くなる。 ・関東ローム層の場合には、自然含水比が最適含水比よりも高い場合が多い。この場合、自然含水比で締固めエネルギーを調整するなどの工夫が必要。
	火山灰質 粗 粒 土	*火山灰、軽石、スコリアなどの一次、二次堆積物 *粗粒分含有率が50%を超える材料 *代表的分布地 (「しらす」=火砕流堆積物の非溶結部) ・北海道、東北、九州	①三軸圧縮試験 ・飽和状態：粒子破碎が力学特性に影響を及ぼすことから、試験前後に粒度分析を行って粒子破碎の程度を把握することが望ましい。 ・不飽和状態：排気・排水条件で負の間隙水圧、排水量、体積変化量を測定する三軸試験が望ましい(飽和土のCD試験に相当)。 ②繰返し非排水三軸試験 ・火山灰質土の液状化強度は、同程度の相対密度の砂質土に比べ低く、相対密度が40%以下の試料では液状化強度は豊浦砂の約半分程度。
ま だ 土	風 化 残 積 土	*花崗岩の風化産物 *代表的分布地 ・中国 (粘着力が少なく、透水性が大きい) ・近畿 (粘着力が大きく、透水性が小さい)	①三軸試験 ・乱したまき土：盛土材などの不飽和地盤の強度定数を得るため実施。 基本的にはCD試験を適用し、最大軸ひずみ=20%程度まで実施。 ・乱さないまき土：主として沈下と安定に関連した強度定数を得るため実施。 ②繰返し非排水三軸試験 ・埋立材料などの飽和地盤の液状化強度特性、変形特性を得るため実施。 ・まき土の場合、豊浦砂と比較すると液状化しにくいとされているが、相対密度50%程度の豊浦砂と同等の液状化強度を示す。

5 まとめ

我が国の代表的な特殊土において、地盤材料試験結果の解釈上の留意点について記述してきたが、このほかにも考慮すべき重要なポイントがあると考えられるので、試験法を十分に活用されたい。最後にまとめとして、我が国の代表的な特殊土に対して区分、性状、地盤材料試験の適用と評価における主要なポイントなどを整理(表-1)したので参考にされたい。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第1回改訂版—, p. 727, 2000. 3.
- 2) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, p. 945, 2009. 11.
- 3) 国土研究所 寒地土木研究所編：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp. 25～26, 2011. 3.
- 4) 国土研究所 寒地土木研究所編：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp. 57～58, 2011. 3.
- 5) 能登繁幸：泥炭性軟弱地盤における土構造物の設計に関する研究, 北海道開発局開発土木研究所報告, No89, pp. 1～82, 1988. 8.
- 6) 国土研究所 寒地土木研究所編：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp. 52～53, 2011. 3.
- 7) 近江健吾, 森友宏, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明：宮城県における高有機質土の動的変形特性, 第42回地盤工学研究発表会, pp. 719～720, 2007. 7.
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, pp. 977～980, 2009. 11.
- 9) 楊俊傑・諸戸靖史：不攪乱火山灰質粘性土のセメンテーション効果に起因したせん断強さ, 土木学会論文集, No617/III-46, pp. 175～189, 1999. 3.
- 10) 飯竹重夫：関東ロームの工学的性質に及ぼす含有水分と微視的構造の影響に関する研究, 東京大学博士論文, pp. 307～315, 1987. 11.
- 11) 高速道路調査会：関東ロームの土工—その性質と設計・施工—, 共立出版, 1973. 8.
- 12) 八木一善, 三浦清一：破碎性火山灰地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No757/III-66, pp. 221～234, 2004. 3.
- 13) 西田一彦, 青山千景：物理強度特性からみた乱さないまき土の分類, 土木学会論文集, No352/III-2, pp. 159～168, 1984. 12.
- 14) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, p. 1019, 2009. 11.