

砂・粘土混合土のコンシステンシー特性

熊本 直樹*

(平成26年10月31日受付)

The Consistency of Sand-Clay Mixed Soils

Naoki KUMAMOTO

(Received Oct. 31, 2014)

Abstract

In order to investigate the consistency characteristics of sand-clay mixed soils, a series of consistency limit tests was performed on sand and clay mixtures with various fine-grained soils content. As the result the following things became clear. The consistency changes drastically on the boundary of fine fraction content F_c about 20%. The relationship between consistency limit of sand-clay mixed soils and consistency limit of fine soils is obtained as a function of fine fraction content.

In this paper, experimental results and their discussion are presented to show some effects of the fine fraction content of sand-clay mixed soils on its geotechnical properties such as compressibility and shear strength.

Key Words: consistency, sand-clay mixed soil, fine-grained soil, compressibility, shear strength

1. はじめに

各種構造物等の安定性や沈下の検討などに使用するため実施する地盤調査及び調査結果の分析は、「砂質土」と「粘性土」に分けて実施されることが多い。例えば通常は、砂質土の場合は N 値のみを計測し、粘性土の場合は不攪乱試料を採取して室内試験を行っている。また、通常の実務では「内部摩擦角(せん断抵抗角) ϕ 」で強度を規定する「砂質土」と、「非排水粘着力 c 」で強度を規定する「粘性土」に分けて設計を行うことが土木分野では一般的である。

ところが、実際には砂質土とも粘性土とも言えない中間的な性質を有する土は存在し、特に港湾地域では堆積環境の関係でこの中間的な性質を有する土が堆積している場所がある。このような土を地盤関係の技術者は従来から「中間土」と称して、取り扱いに注意すべき土としてきていた。粘性土の場合は、特に指定が無い限り、一軸圧縮試験を行って強度特性を把握しており、砂分が多い粘土の場合も一軸圧縮試験結果のみでせん断強度を評価し、実際よりも低く

見積もって問題になることがあった。このため港湾分野では、砂分が多い粘性土の一軸圧縮強さの補正方法に関する研究も行われてきた¹⁾。

現場では中間土という言葉がよく用いられていたが、地盤工学会(旧土質工学会)では、「中間土」では意味不明として、研究発表会などでは「混合土」という用語を用いている。混合土に関してはこれまでもその強度特性や沈下特性などについて研究が行われてきている。従来から著者は土のコンシステンシー特性に関心を持ち、細粒土の諸性質の指標としての有用性について着目してきた。そこで混合土についても混合の割合とコンシステンシー特性の関係について実験的に検討したので、その結果を発表する。

2. 既往の研究と本研究の狙い

混合土に関しては、土質力学的な観点から種々の実験的な研究が行われている。例えば北郷らは砂と粘土を種々の割合で混合した飽和土について圧密非排水三軸圧縮試験を行ない、その結果から砂と粘土の混合割合によって (1)

* 広島工業大学工学部都市デザイン工学科

圧密特性、(2) せん断時の間隙水圧、(3) せん断変形特性、(4) 強度定数、などがどのように変化するかを調べている。その結果、砂領域と中間領域の境界は細粒分含有率が20～30%、粘土領域と中間領域のそれは細粒分含有率が60～70%と考えられること、中間領域において、細粒分含有率が40%以上の混合土の性質は粘性土であること、細粒分含有率が30%付近で砂質土と粘性土の過渡的な状態が存在するようであること、などを見出している²⁾。なお、細粒分含有率は式(1)で定義されている。以下に示す参考文献の中には細粒分含有率を体積で定義しているものもあるが、土粒子の密度は2.6～2.8g/cm³の範囲内にあることが多いので、質量で定義した含有率と体積で定義した含有率の間には大きな違いは無い。

$$R = \frac{\text{細粒分乾燥質量}}{(\text{細粒分} + \text{粗粒分}) \text{乾燥質量}} \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

細粒分：75 μm 以下の土粒子

吉田らは、酒田市広岡新田の砂丘砂と月山下層土(粘性土)を用いて、それらの混合比率を変えて締固め試験、CBR試験及び透水試験を行っている。その結果、例えば水浸CBR試験における貫入抵抗値の挙動が細粒分含有率が10%から20%の間で異なり、前者は貫入量に対してピークを持つが、後者では貫入量の増加とともに単調に増加している³⁾。

落合らは、混合土の標準圧密試験及び三軸圧縮試験(CU試験、CD試験)を実施して、一次元圧縮特性と強度特性を検討している。使用している土としては粗粒土は豊浦砂を、細粒土は低塑性の代表としてカオリンを、高塑性の代表としてベントナイトを用いている。その結果、次のような結論を得ている^{4), 5)}。①混合土の圧縮指数及び体積圧縮係数は細粒分の減少とともに著しく小さくなり、ある細粒分含有率以下では粗粒土のみの特性に近づく。②混合土の間隙水圧係数、変形係数および限界状態における応力比は、細粒分含有率の減少に伴い増加し、次第に緩詰め状態にある粗粒土のみの特性へと変化する。③混合土の特性が粗粒土のみの特性に近づくときの境界の細粒分含有率は概ね10%～20%の範囲にあり、高塑性の細粒土を含む混合土ほどこの値は小さくなる。

兵動らは三河珪砂と岩国粘土を用いてそれらの混合比率を変えて非排水せん断強度を検討したり⁶⁾、含水比の異なる粘土を混合したときの初期せん断剛性の違いについて検討している⁷⁾。その結果、以下のような事柄を見いだしている。①混合土のコンシステンシー試験から細粒分含有率約20%が砂と粘土の力学的境界となる。②粘土が主体となる領域では、非排水せん断強度は細粒分含有率に対応して変

化するが、細粒分含有率が30%以上ではほぼ一定となる。③細粒分含有率15%以下、すなわち砂が骨格構造を形成する領域では、細粒分の寄与率 b を導入した等価骨格間隙比を導入することにより、砂・粘土混合土の非排水せん断強度および定常状態をほぼ一義的に表すことができる。④寄与率 b は粘土の含水比によって変化し、合本比が高い場合は小さな値、含水比が低い場合は大きな値となる。

以上のように細粒分含有率を変えて実験的な研究を行い、強度特性、沈下特性、貫入抵抗などの混合土の力学的特性に関する研究がこれまでに実施されている。

一方著者は従来から、細粒土の諸特性に関するコンシステンシー限界値(アッターベルグ限界値)の指標としての有用性に着目してきた。例えば文献8)では、遠心脱水機(デカンター)で脱水可能な細粒土含水比とコンシステンシー特性値とを関連づけた。文献9)では細粒土のレオロジー的特性をBingham体で近似したときの、降伏値及び塑性粘度とコンシステンシー限界値との関係を検討した。文献10)ではこのレオロジー特性を用いて超軟弱土上の履帯の推進力を検討している。以上のようにコンシステンシー特性は細粒土の諸特性を推測する指標としての有用性が高い。そこで本研究では混合土のコンシステンシー特性を実験的に検討した。また、参考のために圧密試験及び強度試験も実施した。

3. 試料及び実験方法

3.1 使用した細粒土及び粗粒土

供試土は細粒土(粘土)と粗粒土(砂)を混合して作製したが、その物理的性質が天然の土の範囲をカバーするように、混合前の粘土および砂についても調整した。

(1) 細粒土(粘土)

混合土の作製に用いる粘土は、笠岡粘土(液性限界:約50%)、豊洋ベントナイト(液性限界:約220%)を用いて、低塑性を代表する粘土、中間的な塑性を代表する粘土、高塑性を代表する粘土の3種類を作製した。

・粘土1: 低塑性粘土(試料記号C1)

笠岡粘土単体

・粘土2: 中間的な塑性の粘土(試料記号C2)

質量比で 笠岡粘土:豊洋ベントナイト=2.23:1

・粘土3: 高塑性粘土(試料記号C3)

質量比で 笠岡粘土:豊洋ベントナイト=0.59:1

(2) 粗粒土

川砂を粒度調整して、均等係数が異なる砂を2種類作成した。

・砂1: 粒度分布が狭い砂(試料記号S1)

均等係数1.2の砂

・砂2：粒度分布が広い砂（試料記号 S2）

均等係数 6.5 の砂

笠岡粘土，豊洋ベントナイト，砂（S1），砂（S2）の粒
 径加積曲線を図1に示す。

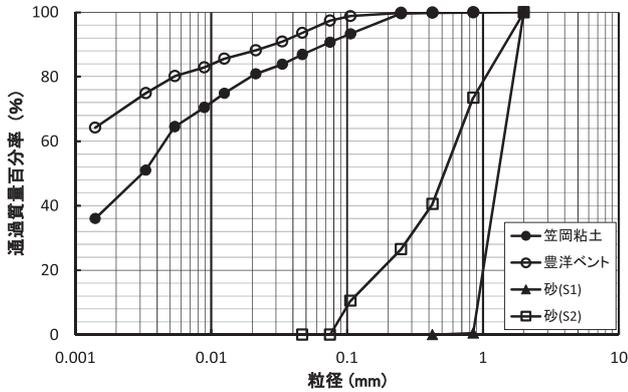


図1 供試土作製に使用した土の粒径加積曲線

3.2 混合土の作製及び試験方法

(1) 混合比率

上記粘土（3種）と砂（2種）を組み合わせると合計18種の供試土を作製した。供試土の混合比を表1に示す。表1に細粒分含有率 F_c を記載しているが、これは従来の研究と同様に式(1)で定義したものである。式(2)に F_c を再掲する。

$$F_c = \frac{m_{sf}}{m_{ss} + m_{sf}} \times 100 \quad (\%) \quad (2)$$

ここで、 m_{ss} ；粗粒分質量

m_{sf} ；細粒分質量（=75 μ m以下の土粒子質量）

(2) 試験項目及び試験方法の補足

実施した試験項目及び試験方法を表2に示す。なお、圧密試験及び圧縮試験に用いた供試土は、海成沖積土を念頭に置いて、下記の方法で調整した。

<圧密試験用供試土>

海底の沖積粘性土の含水比は液性限界付近にあることが多いので、圧密試験用供試土も液性限界付近に含水比を調整した後、圧密試験に使用した。

<一軸および三軸圧縮試験用供試土>

強度は、必ず土被り圧を媒介として論じる必要がある。港湾地域でみられる沖積層は厚さ20m～30mが多い。沖積軟弱土の有効単位体積重量を5kN/m³とし、海底下10m付近を代表深度とすると、土被り圧は50kN/m²である。そこで、液性限界付近に含水比を調整した試料を50kN/m²の荷重強度で一次元圧密した後、圧縮試験に使用した。

表1 供試土の混合比

No.	記号	混合比					細粒分含有率 F_c (%)
		粘土			砂		
		C1	C2	C3	S1	S2	
1	C1-S1-0	100			0		91
2	C1-S1-1	75			25		68
3	C1-S1-2	40			60		36
4	C1-S2-1	75				25	68
5	C1-S2-2	40				60	36
6	C2-S1-0		100		0		93
7	C2-S1-1		80		20		74
8	C2-S1-2		60		40		56
9	C2-S1-3		40		60		37
10	C2-S1-4		20		80		19
11	C2-S2-1		80			20	74
12	C2-S2-2		60			40	56
13	C2-S2-3		40			60	37
14	C3-S1-0			100	0		95
15	C3-S1-1			75	25		71
16	C3-S1-2			40	60		38
17	C3-S2-1			75		25	71
18	C3-S2-2			40		60	38

C1：笠岡粘土単体
 C2：笠岡粘土：豊洋ベントナイト = 2.23：1
 C3：笠岡粘土：豊洋ベントナイト = 0.59：1
 S1：均等係数 1.2 ($D_{50} = 1.3$ mm)
 S2：均等係数 6.5 ($D_{50} = 0.54$ mm)

表2 試験項目及び試験方法

試験項目	試験方法	試料、補足事項
土粒子密度試験	JIS A 1202	全試料
粒度試験	JIS A 1204	笠岡粘土，豊洋ベントナイト，砂 S1，砂 S2
液性限界 塑性限界試験	JIS A 1205	全試料。但し、粗粒分を含んだ状態で試験を実施。
圧密試験	JIS A 1217	全試料
一軸圧縮試験	JIS A 1216	試料 C2-S1-4 を除く全試料
三軸圧縮試験	地盤工学会基準	試料 C2-S1-4 を除く全試料。 UU 試験。

4. 液性限界，塑性限界試験結果

コンシステンシー試験結果を表3に、塑性図を図2に示す。表3に示すように、No.10の試料はNPであった。第2章に示したように、既往の研究では粗粒土のみの特性に近づくときの境界の細粒分含有率は概ね10%～20%の範囲にあり、特に文献6)では細粒分含有率が20%以下ではNPになっている。本研究の試料No.10の細粒分含有率は19%であり、文献6)と全く同じ結果が得られている。

図2から分かるように、今回の供試土の液性限界は約20%～180%の範囲で分布しており、天然の粘性土によくみられる分布範囲50%～150%をカバーしている。また、1点を除いてA線の上であり、作成した混合土は界面作

用が大きく Fat な土（粘りけが大きく乾燥強度が高い土）である。

表3 液性限界, 塑性限界試験結果

No.	記号	細粒分含有率 F_c (%)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
1	C1-S1-0	91	2.600	46.0	30.0	16.0
2	C1-S1-1	68	2.599	34.7	19.9	14.8
3	C1-S1-2	36	2.598	21.2	13.8	7.8
4	C1-S2-1	68	2.605	36.4	21.2	15.2
5	C1-S2-2	36	2.612	24.0	13.5	10.5
6	C2-S1-0	93	2.606	113.4	43.1	70.3
7	C2-S1-1	74	2.604	82.2	28.3	53.9
8	C2-S1-2	56	2.602	54.0	20.6	33.4
9	C2-S1-3	37	2.601	36.8	17.2	19.6
10	C2-S1-4	19	2.599	NP	NP	NP
11	C2-S2-1	74	2.609	78.4	25.8	52.6
12	C2-S2-2	56	2.612	61.2	21.3	39.9
13	C2-S2-3	37	2.614	42.0	17.4	24.6
14	C3-S1-0	95	2.613	182.0	44.4	137.6
15	C3-S1-1	71	2.609	126.7	34.7	92.0
16	C3-S1-2	38	2.603	55.0	22.4	32.6
17	C3-S2-1	71	2.615	128.6	29.7	98.9
18	C3-S2-2	38	2.617	64.2	20.2	44.0

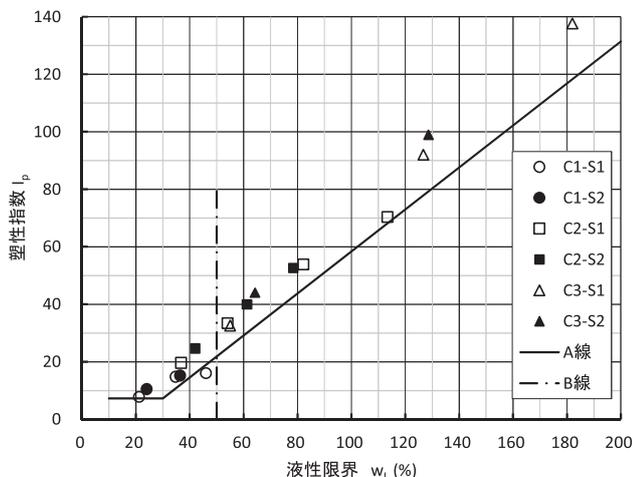


図2 塑性図

5. 混合土のコンシステンシー限界

コンシステンシー限界は、土の工学的性質を判断する上で広く用いられている指標である。土の力学試験（圧密試験、圧縮試験、など）データがない場合、コンシステンシー特性から力学定数を推定することはよく行われている。混合土の場合も、このコンシステンシー限界値を把握することが混合土の工学的性質を考察する上で重要であると考えられる。そこで以下では、混合土のコンシステンシー限界について検討する。

5.1 混合土の液性限界

Farrar らは、19 種類の British Clay についてその比表面積 S と液性限界 w_L の関係を調査し、液性限界は比表面積に支配され、両者は線形の関係にあると指摘している¹¹⁾。また、両者の回帰式を次のように求めている

$$w_L = 0.56S + 19 \quad (3)$$

次に、細粒分のみからなる土に粗粒分が混入したときの比表面積の変化について考える。混合土中の全土粒子の質量を m_s 、細粒分の土粒子質量を m_{sf} 、粗粒分の土粒子質量を m_{ss} とすると、当然

$$m_s = m_{sf} + m_{ss} \quad (4)$$

である。一方、混合土の比表面積 S_m は、その定義から

$$S_m = \frac{\text{混合土の全土粒子表面積}}{\text{混合土の全土粒子質量}} = \frac{m_{sf}S_f + m_{ss}S_s}{m_s} \quad (5)$$

である。ここで、 S_f は細粒分の S_s は粗粒分の比表面積である。式 (5) に式 (4) および (2) を代入すると、混合土の比表面積は下記ようになる。

$$S_m = \frac{F_c}{100} S_f + \left(1 - \frac{F_c}{100}\right) S_s \quad (6)$$

混合土についても混合土の液性限界 w_{Lm} と混合土の比表面積 S_m の間に式 (3) のような線形関係があり、しかも $S_f \gg S_s$ と仮定して S_s を省略して式 (6) を式 (3) に用いる、混合土の液性限界 w_{Lm} は細粒分の液性限界 w_{Lf} および細粒分含有率 F_c を用いて、式 (7) で表現できる。

$$w_{Lm} = \frac{F_c}{100} w_{Lf} + 19 \left(1 - \frac{F_c}{100}\right) \quad (7)$$

式 (7) において S_s を省略しているために何らかの補正が必要と思われること、及び本研究も含めこれまでの研究で細粒分含有率が約 20% 以下では NP になっていることなどを考慮し、式 (7) を式 (8) のように変形する。

$$w_{Lm} = \left(1.2 \frac{F_c}{100} - 0.2\right) w_{Lf} + 19 \left(1 - \frac{F_c}{100}\right) \quad (8)$$

実験値と式 (8) を比較すると図3のようになり、混合土

の液性限界は w_{Lm} は式 (8) で表すことができることが分かる。

コンシステンシー限界試験は使用する試料の量が少なく、しかも乱した状態の試料でよく、さらに試験費用も安いいため、通常地盤調査で必ず実施される試験項目である。しかし JIS および地盤工学会基準に定められた試験方法ではコンシステンシー限界試験に使用する試料は $420\mu\text{m}$ フルイを用いて裏ごしをしている。そこで粒度試験結果を用いて供試土の粒径 $420\mu\text{m}$ 以下の土に占める粗粒分 ($75\mu\text{m} \sim 420\mu\text{m}$) の割合を用いて式 (8) を用いて細粒分の液性限界 w_{Lf} を求め、さらに供試土の細粒分含有率 F_c を用いると供試土 (混合土) の液性限界 w_{Lm} を求めることができる。

なお、式 (8) は細粒分混合率 F_c が 20% 以上で使用する。また、 $S_f \gg S_s$ と仮定して S_s を無視しているため、細粒分に占めるシルト分の割合が増えると、式 (8) の信頼度は低下する。

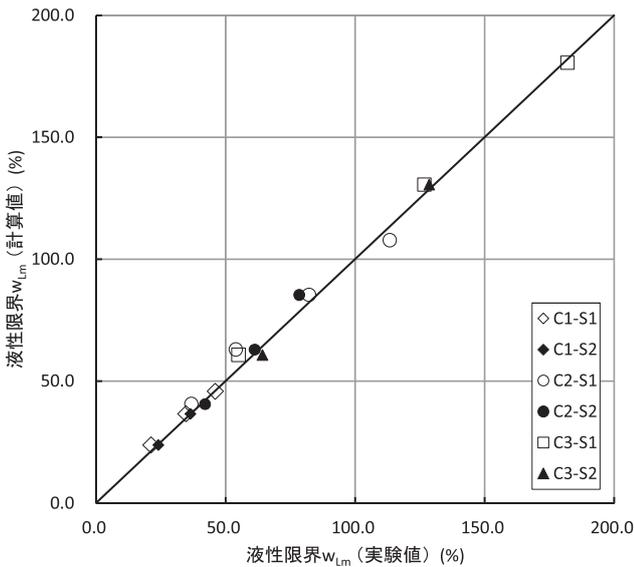


図3 混合土の液性限界の実験値と計算値の比較

5.2 混合土の塑性限界及び塑性指数

表3に示すように、土性が大きく変わっても塑性限界の分布範囲は狭く、しかも塑性限界の試験方法に起因するばらつきが一般に存在する。そこで、塑性限界を直接推定するのではなく、塑性指数 (液性限界から塑性限界を引いたもの) を推定し、液性限界推定値と塑性指数推定値を用いて塑性限界を推定することにする。

なお、地盤工学でコンシステンシー特性を用いる場合、液性限界あるいは塑性指数を用いるのがほとんどのケースであるため、その意味でも誤差の大きい塑性限界を推定してその塑性限界を用いて塑性指数を推定するよりも、直接塑性指数を推定する方が合理的である。

(1) 塑性指数

塑性指数は土粒子の界面作用の指標であるため、比表面積に強く左右され、式 (9) の形で表現できるものとする。

$$I_p = \alpha S \tag{9}$$

ここで、 S は比表面積、 α は係数である。液性限界推定式検討時と同様に、式 (6) および $S_f \gg S_s$ という関係を式 (9) に用い、さらに細粒分含有率が約 20% 以下では NP を考慮すると、混合土の塑性指数 I_{pm} は細粒分の塑性指数 I_{pf} を用いて式 (10) の形で表現できる。

$$I_{pm} = \left(1.2 \frac{F_c}{100} - 0.2 \right) I_{pf} \tag{10}$$

実験値と式 (10) による計算値を比較すると図4のようになり、混合土の塑性指数は式 (10) で推定できる。

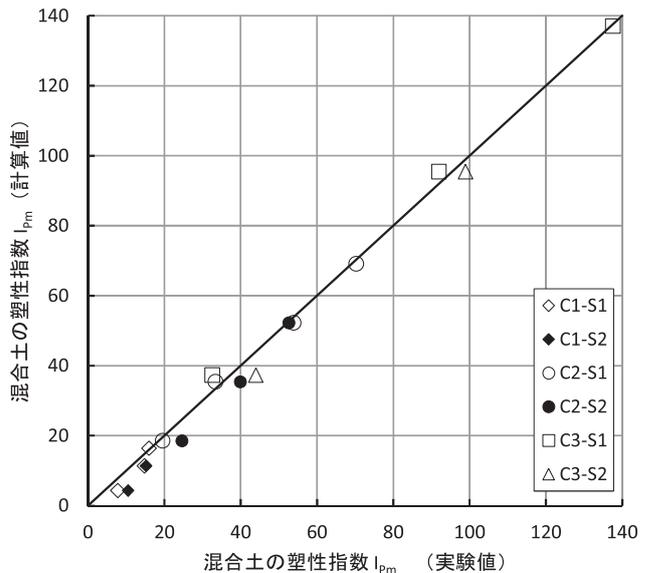


図4 混合土の塑性指数の実験値と計算値の比較

(2) 塑性限界

塑性限界は、その定義から、液性限界から塑性指数を引くことによって求めることができる。すなわち、式 (8) および式 (10) を用いると、混合土の塑性限界は細粒分の液性限界を用いて式 (11) で推定することができる

$$w_{pm} = \left(1.2 \frac{F_c}{100} - 0.2 \right) w_{pf} + 19 \left(1 - \frac{F_c}{100} \right) \tag{11}$$

5.3 文献値との比較

参考文献の中には混合前の土のコンシステンシー限界値だけでなく、混合土のコンシステンシー限界値を示してい

るものもあるので、本研究で求めた推定式による計算値と文献値を比較した。結果は図5に示すとおりであり、計算値と文献値はほぼ一致している。

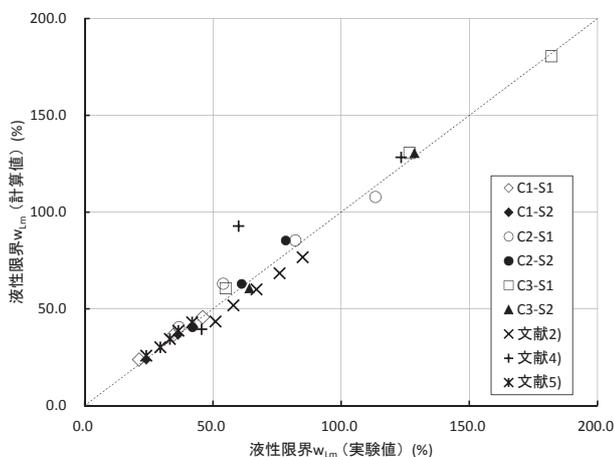


図5 文献値と本研究による計算値の比較（液性限界）

6. 圧密特性及び強度特性

本研究の主目的は混合土のコンシステンシー特性を把握することであるが、混合土の圧密特性及び強度特性についても以下にその概要を記す。

6.1 混合土の圧縮指数 C_c

純粋な粘土の圧縮指数と液性限界の間には密接な関係があることが知られている。例えば、Skempton¹¹⁾が英国の鋭敏比の小さい粘土について圧縮指数と液性限界の関係を提案して以来、国内外で回帰式が提案されており、それらは

$$C_c = a(w_L - b) \quad (12)$$

の形で表され、係数 a , b はヨーロッパ粘土の場合 $a=0.009$, $b=10$ であり、日本の場合 $a=0.004 \sim 0.03$ (平均値は 0.0125), $b=0 \sim 30$ (平均値は 20) である¹³⁾。

しかし、同一液性限界 w_L であっても塑性限界 w_p が異なれば圧縮指数も当然異なるという反論も強く、液性限界 w_L , 塑性限界 w_p , 塑性指数 I_p を組み合わせた圧縮指数 C_c の回帰式 (式 (13)) も提案されている¹⁴⁾。

$$C_c = a \left[\frac{I_p}{w_p} w_L \right] + b \quad (13)$$

ここでは塑性限界 w_p も考慮すべきであるという後者の意見を採用する。但し、試験法自体に基づくばらつきが大きい塑性限界 w_p を式 (13) のように分母におくことには賛成できないので、ここでは可塑性の幅を意味する塑性指

数 I_p で圧縮指数を整理する。

すると、混合土の塑性指数 I_{pm} と混合土の圧縮指数 C_{cm} の関係は図6のようになり、混合土の塑性指数を式 (10) で推定すれば、式 (14) で混合土の圧縮指数を推定できることが分かる。

$$C_{cm} = 0.0133I_{pm} \quad (14)$$

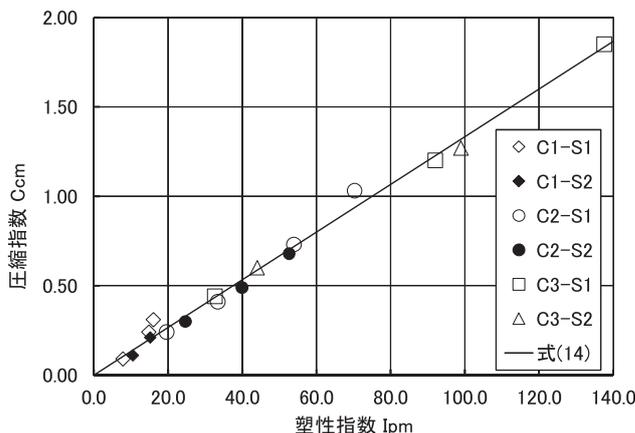


図6 塑性指数と圧縮指数の関係

6.2 強度特性

(1) 補正係数 α , β

通常の業務では、特殊な事情がない限り粘性土については一軸圧縮試験でせん断強度を求めている。ところが粗粒分が多くなると求めた一軸圧縮強さが原地盤の強度と異なっていることが多い。これは粗粒分が多いとサンプリングによる応力解放と乱れの影響を受けやすいためである。したがって、粗粒分が多い粘性土（いわゆる中間土）については一軸圧縮試験で得られた強度を補正して原位置のせん断強度を推定する方法が必要となる。

せん断強度の補正には、①応力解放による粘着力の減少と②砂分の内部摩擦角の寄与を考慮する必要がある。この補正方法は文献1) に示されている中瀬らの方法を採用することにして、式 (15) に示すとおりとした。

$$\tau_f = \alpha \left(\frac{q_u}{2} \right) + \beta \sigma_3 \quad (15)$$

- ここに、 τ_f ; せん断強度
- q_u ; 一軸圧縮強さ
- σ_3 ; 補正係数を求めるために実施した非圧密・非排水三軸試験における拘束圧
- α ; 粘着力に関する補正係数,
- β ; せん断強度に対する内部摩擦角の寄与を考慮する補正係数

倉田と藤下は、粘性土の強度の尺度として、 $50\mu\text{m}$ 以下の粒子の含有量を採用している¹⁵⁾。また、中瀬らは砂分含有量ではなく、粘土分（ $5\mu\text{m}$ 以下の粒子）含有量が粘性土の強度の尺度に適していると主張している¹⁾。これは、細粒分はシルト分および粘土分からなるが、シルト分は低塑性で、粘性土の粘着力は主として粘土分が発揮しているためである。そこでここでは中瀬らの考え方を採用して、強度推定法には式(16)に示す粘土分含有量を採用する。すなわち

$$\text{粘土分含有率 } C_{sc} = \frac{m_{sc}}{m_{ss} + m_{sf}} \quad (16)$$

ここで、 m_{ss} ；粗粒分質量
 m_{sf} ；細粒分質量
 m_{sc} ；粘土分質量

実施した一軸圧縮試験及び三軸圧縮試験（UU試験）から補正係数 α 、 β を算定し、粘土分含有量と補正係数 α 、 β の関係を求めると、図7、図8のように文献1)に類似した図を得た。この図から分かるように、粘土分含有量が35%以上になると補正係数 α は1、 β は0となり、計測した非排水粘着力がそのまません断強度となつて、補正の必要がなくなる。すなわち、強度補正を必要とする混合土は、粘土分含有量が35%以下の土である。

補正係数 α 、 β は、式(17)および式(18)で表すことができる。これらの式による計算値を、図7および図8に破線で示した。

$$\alpha = 0.75C_{sc}^{-0.28} \quad (17)$$

$$\beta = 0.0016C_{sc}^{-1.77} - 0.01 \quad (18)$$

(2) 強度補正方法

文献1)に倣って強度補正方法を述べる。式(15)に用いている σ_3 は非圧密・非排水三軸試験（UU試験）における拘束圧であるので、これを通常設計で用いている土被り圧 σ'_v （有効応力）で表現する必要がある。UU試験における σ_3 が実際のどのような応力に対応するのかについては議論のあるところであるが、三軸試験の拘束圧は文献1)と同様に平均主応力 σ_m をとることとする。平均有効主応力 σ'_m は式(19)のように表すことができる。

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}\sigma'_v(1+2K_0) \quad (19)$$

ここに K_0 ：静止土圧係数

有効応力表示した粘性土の内部摩擦角は $\phi = 35^\circ$ 程度である。静止土圧係数は修正 Cam-clay 理論¹⁸⁾に従うと

$$K_0 = \frac{3-\eta_0}{3+2\eta_0} \quad (20)$$

$$\eta_0 = -\frac{3}{2} + \sqrt{M^2 + \left(\frac{3}{2}\right)^2} \quad (21)$$

$$M = \frac{6\sin\phi}{3-\sin\phi} \quad (22)$$

であるので、静止土圧係数 K_0 は0.6程度である。したがって σ'_m は

$$\sigma'_m = 0.7\sigma'_v \quad (23)$$

一方、三軸試験の拘束圧は全応力であるので式(23)に静水圧を加えると

$$\sigma_m = 0.7\sigma'_v + \gamma_w(h+z) \quad (24)$$

ここで、 γ_w ：水の単位体積重量
 h ：水深
 z ：海底面からの深さ

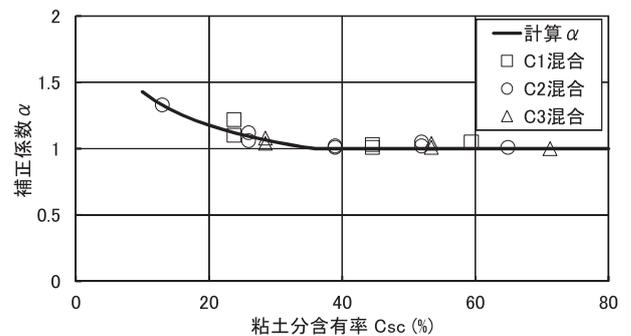


図7 補正係数 α

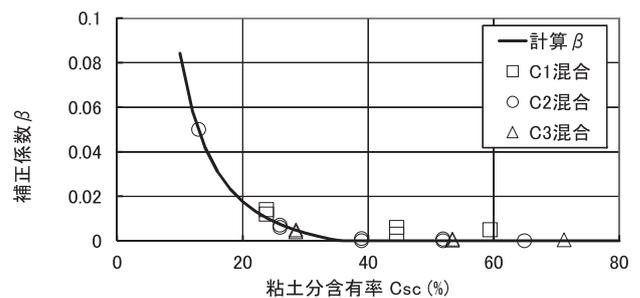


図8 補正係数 β

以上から、原位置のせん断強さ τ_f は式 (25) で推定できる。

$$\tau_f = \alpha \left(\frac{q_u}{2} \right) + \beta \{ 0.7 \sigma'_v + \gamma_w (h+z) \} \quad (25)$$

7. まとめ

本論文の内容をまとめると以下のとおりである。

- (1) 砂と粘土を混合した混合土の液性限界試験及び塑性限界試験を実施し、混合土のコンシステンシー特性を検討した。
- (2) 細粒分含有率が 20% 以下では NP になり、既往の研究と同様に、粗粒土のみの特性に近づくときの境界の細粒分含有率は 20% 程度であった。
- (3) 細粒分の液性限界値と細粒分含有率を用いて混合土の液性限界、塑性限界、塑性指数を推定する方法を導出した。この方法は既往の実験値もよく説明できた。
- (4) 混合土の塑性指数と混合土の圧縮指数の関係を求めた。
- (5) 砂分が多い粘土の一軸圧縮強さの補正方法として中瀬らの方法¹⁾を採用し、一軸及び三軸圧縮試験結果を用いて補正係数を求めた。

文 献

- 1) 中瀬明男, 勝野克, 小林正樹: 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, 第 11 巻, 第 4 号, pp.83-102 (1972)
- 2) 北郷繁, 鈴木輝之: 砂と粘土の混合土の土質工学的性質に関する実験的研究, 北海道大学工学部研究報告, Vol.68, No.2, pp.243-251 (1973)
- 3) 吉田力, 東山勇: 砂-粘性土混合土の締固めおよび工学的性質に関する研究, 山形大学紀要(農学), 第 10 巻, 第 4 号, pp.831-837 (1989)
- 4) 大嶺聖, 落合英俊: 土構造に着目した混合土の一次元圧縮特性, 土木学会論文集, No.457/Ⅲ -21, pp.127-136 (1992)
- 5) 落合英俊, 大嶺聖: 砂と粘土の混合土の圧縮および強度特性, 土と基礎, Vol.41, No.7, pp.11-16 (1993)
- 6) 兵動正幸, 金郁基, 中川幸男, 古本憲正: 砂・粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 土木学会論文集 C, Vol.66, No.1, pp.215-225 (2010)
- 7) 金子崇, 兵動正幸, 立場晴司, 山田卓, 中田幸男, 古本憲正: 含水比の異なる粘土を混合した砂・粘土混合土の初期せん断弾性係数, 土木学会論文集 C, Vol.68, No.1, pp.188-198 (2012)
- 8) 熊本直樹, 尾川正行: 遠心脱水装置による細粒土の脱水効果, 地盤と建設, Vol.9, No.1, pp.169-174 (1991)
- 9) 熊本直樹: 粘性土の流動特性と土性値の関係, 地盤と建設, Vol.12, No.1, pp.87-92 (1994)
- 10) 熊本直樹, 阿部美平: 超軟弱土及び泥水中の履帯の推進力, 第 31 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2333-2334 (1996)
- 11) Farrar, D.M. and J.D.Coleman; The Correlation of Surface Area with Other Properties of Nineteen British Clay Soils, Journal of Soil Science, Vol.18, No.1, pp.118-124 (1967)
- 12) Skempton, A.W.: Notes on the Compressibility of Clays, Quart. Jour. Geol. Soc., London, Vol.C, pp.119-135 (1944)
- 13) 渡辺進, 渡辺崇博, 奥村樹郎: 軟弱土の工学的特性, 軟弱地盤ハンドブック, 建設産業調査会 (1981)
- 14) 三木五三郎, 斎藤孝夫: 土の工学的分類とその利用, 鹿島出版会 (1979)
- 15) 倉田進, 藤下利男: 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, 運輸技術研究所報告, Vol.11, No.9, pp.389-424 (1961)
- 16) Nakase, A. and T. Kamei: Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.91-101 (1983)
- 17) Schofield, A. and P. Wroth: Critical State Soil Mechanics, McGRAW-HILL, London (1968)
- 18) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the Generalised Stress - Strain Behaviour of Wet Clay, Engineering Plasticity, eds. Heyman, J. and Lekie, E. A., Cambridge University Press, pp. 535-609 (1968)