

セメント改良砂質土の強度・変形特性に及ぼす有効拘束圧の影響

北海道大学大学院 学生員 ○小澤 裕
 同上 正会員 澁谷 啓
 同上 同上 三田地 利之

1. はじめに ゆるい砂地盤の液状化抵抗・支持力の増加を促進する改良工法として、セメントなどの安定剤を混合する方法がある。この種のセメント改良砂質土の強度・変形特性を統一的に理解するためには、圧密/せん断に伴い変化するであろう真の粘着力(セメンテーション)の影響を実験により検討する必要がある。本論文では、広範囲のひずみにおけるセメント改良砂質土の強度・変形特性に及ぼす有効拘束圧の影響について検討するものである。

2. 実験概要 表-1に試料の配合を示す¹⁾。一軸および三軸圧縮試験の詳細は、文献 2)を参照されたい。供試体の軸変形量の測定には、高トルゲデジタルメーターの回転量による算定³⁾と、局所変位測定装置(L.D.T.)⁴⁾を用いた。また、一軸供試体の両端は石膏によりキャッピング²⁾している。三軸供試体は、有効拘束圧 σ'_c を100, 400kPaまで等方圧密し、 σ'_c を一定に保ったまま軸変位制御で排水せん断を行った(表-2)。また、せん断中の弾性変形係数の変化を観察するために、両圧縮試験とも、せん断中に数十回の微小ひずみによる除荷再載荷を行っている(図-1)。また、応力-ひずみ曲線から求められる各種変形係数を図-2のように定義した。

表-1. 試料の配合(重量百分率%)

| 豊浦標準砂 | セメント | ヘントナイト | 水 |
|-------|------|--------|------|
| 68.3 | 6.0 | 5.0 | 20.7 |

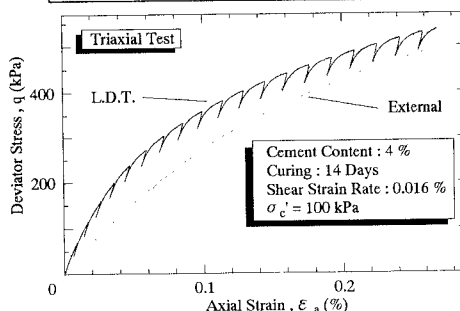


図-1. 応力-ひずみ曲線

表-2. 実験条件と結果

| TEST | σ'_c (kPa) | ρ_t (g/cm ³) | w (%) | $(E_{max})_{q=0}$ (MPa) | q_{max} (kPa) | $(E_{max})_{q=0}/q_{max}$ |
|---------|-------------------|-------------------------------|---------|-------------------------|-----------------|---------------------------|
| CS0-6A | 0 | 1.86 | 23.35 | 1111 | 575 | 1932 |
| CS100-6 | 100 | 1.85 | 23.64 | 964 | 833 | 1157 |
| CS400-6 | 400 | 1.87 | 23.87 | 987 | 1755 | 562 |

3. 実験結果および考察

有効拘束圧の増加に伴い、ピーク強度 q_{max} が増加し、応力-ひずみ関係が塑性的になる。また、二つの三軸供試体の体積ひずみの変化に注目すると、有効拘束圧100kPaの試験では、あたかも密な砂のような挙動を示した

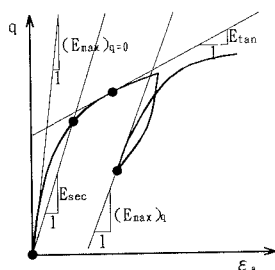


図-2. 変形係数の定義

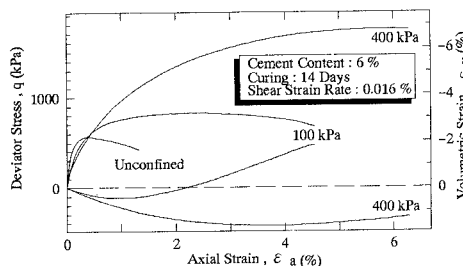


図-3. 三軸圧縮試験結果

のに対し、有効拘束圧400kPaの試験は、ゆるい砂のような挙動を示した(図-3)。有効拘束圧の違いによるせん断中の変形係数(E_{sec} , E_{tan} , $(E_{max})_q$)の変化を図-4~図-6に示す。なお、 $(E_{max})_{q=0}$ は、 $\epsilon_a < 0.002\%$ におけるヤング係数である。図-4、図-5においてHardin & Drnevich(1972)の原型双曲線関数

$$Y = \frac{X}{1+X}, \quad Y = \frac{q}{q_{max}}, \quad X = \frac{\epsilon}{\epsilon_r}, \quad \epsilon_r = \frac{q_{max}}{E_{max}}$$

による近似を試みたが、いずれのデータもうまく近似することができなかった。

一軸圧縮試験において、 $q/q_{max} < 0.1$ の範囲で $E_{sec}/(E_{max})_{q=0} \approx 1$ (完全線形材料的挙動) であるのに対し、 $q/q_{max} > 0.1$ の範囲では $E_{sec}/(E_{max})_{q=0}$ の値は徐々に減少する傾向を示した。三軸圧縮試験においては、せん断開始直後から $E_{sec}/(E_{max})_{q=0}$ の値が減少する傾向を示し、その低減の割合は、有効拘束圧の増加と共に大きくなる(図-4)。同様な傾向が E_{tan} についてのグラフからも認められる(図-5)。これらの結果から一軸圧縮試験において供試体は、せん断途中に砂粒子間のセメンテーションが破壊し始めるのに対し、三軸圧縮試験

においては、圧密段階において、既にセメンテーションが有効拘束圧により(その大きさにみあった程度の)損傷を受けていると考えられる⁵⁾。結果としてセメント改良土の応力ひずみ関係は、有効拘束圧が増加するにつれて、セメンテーションの損傷と共に、軟岩タイプから、砂タイプへ

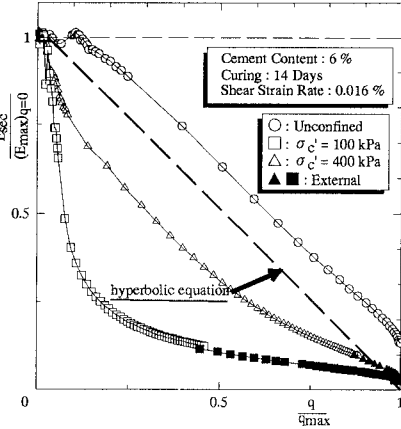


図-4. $\frac{E_{sec}}{(E_{max})_{q=0}} \sim \frac{q}{q_{max}}$ 関係

と遷移していることがわかった⁶⁾。また、図-4、図-5の一軸圧縮試験における $E_{sec}/(E_{max})_{q=0}$ 、 $E_{tan}/(E_{max})_{q=0}$ の減少し始める点が、供試体内部の砂粒子間のセメンテーションの降伏点であると考えられる。 $(E_{max})_q / (E_{max})_{q=0}$ についても、測定値のバラツキが多少あるものの、一軸圧縮試験におけるせん断中のセメンテーションの破壊、有効拘束圧の影響について、前述の2つの変形係数と同様の結果となった。そして、有効拘束圧によらず、 $(E_{max})_q / (E_{max})_{q=0}$ の値は、0.75付近に収束する傾向を示した(図-6)。

4. 結論

- (1) セメント改良砂質土は有効拘束圧が増加すると共にそのピーク強度が増加するが、有効拘束圧によるセメンテーションの損傷を受けるため、同じ応力レベルでの正規化された各変形係数は、むしろ有効拘束圧が大きいくほど小さい。
- (2) 有効拘束圧 $\sigma'_c = 0$ のとき、 $q/q_{max} < 0.1$ では、 E_{max} は低減しないが σ'_c の増加と共に E_{max} は減少し、その低減の割合は有効拘束圧の大きさに依存する。
- (3) 有効拘束圧 σ'_c の増加につれて、軟岩的挙動から砂的挙動に遷移する。

5. 謝辞 東京大学生産技術研究所の佐藤剛士技術官には本実験に使用したL.D.T.の作製及び試験技術について指導頂き、一連の実験では、本学の福田文彦助手および古川 卓氏(元北大大学院、現宮城県)の協力を得た。また本研究は、(財)東電記念科学技術研究所からの研究助成を受けた。末筆ながら謝意を表します。

参考文献

1) 本田ら(1994): セメント混合砂質土の室内試験-供試体の作成方法の検討-, 第29回土質工学研究発表会論文集, pp. 22-61-2262. 2) 小澤ら(1995): 硬質地盤材料の一軸および三軸圧縮試験における軸変形の測定方法, 第30回土質工学研究発表会(掲載予定). 3) 大森ら(1993): 高分解能、高トルクモーターを用いた多機能全自動三軸試験装置の試作, 第28回土質工学研究発表会論文集, p. 2261-2262. 4) Goto et al.(1991): A simple gauge for local samll strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, 31-1, pp. 169-180. 5) 木幡ら(1995): 損傷・塑性化・非線形化関数による軟岩の変形特性の表現, 第30回土質工学研究発表会(掲載予定). 6) Tatsoka et al.(1992): Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. of 9th ARC on SMFE, Vol. 2, 101-170.

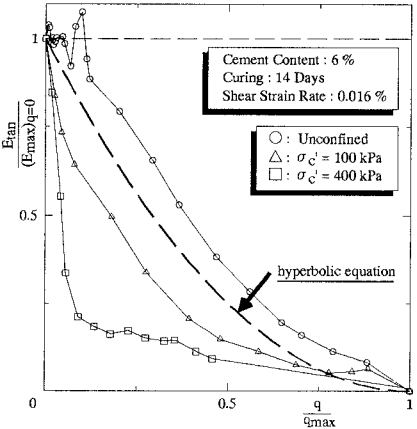


図-5. $\frac{E_{tan}}{(E_{max})_{q=0}} \sim \frac{q}{q_{max}}$ 関係

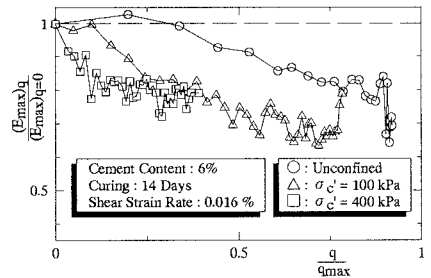


図-6. $\frac{(E_{max})_q}{(E_{max})_{q=0}} \sim \frac{q}{q_{max}}$ 関係