

セメント混合砂の変形・強度特性における 時硬性および拘束圧履歴依存性

澁谷啓¹・三田地利之²・小澤裕³

¹正会員 Ph.D. 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

²フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

³正会員 工修 中部電力㈱ (元 北海道大学大学院 学生) (〒456-0022 名古屋市熱田区横田2丁目)

豊浦標準砂にセメントを混合攪拌し室内で養生したセメント混合砂試料を用いて、一軸・三軸圧縮試験を実施した。一連の実験では、局所軸ひずみ測定装置(LDT)を用いて、広範囲のひずみ(10^{-6} ~ 10^{-2})および広範囲の拘束圧(0 ~ 2.4 MPa)におけるヤング弾性係数と応力~ひずみ関係を測定した。本論文では、まずセメント混合砂のような弱いセメンテーションを有する地盤材料の変形・強度を正しく測定するための室内圧縮試験方法について検討している。さらに、ヤング弾性係数と圧縮強度との関連および変形・強度特性に及ぼすセメント混合率、材齢、有効拘束圧およびその履歴の影響をそれぞれ評価し、セメント系改良砂の変形・強度特性を土粒子間セメンテーションのない砂の挙動との比較において議論している。

Key Words : cementation, deformation, laboratory test, confining pressure, sand, strength, time effects.

1. はじめに

ゆるい砂質土地盤にセメントを混合攪拌し、変形性、支持力あるいは液状化抵抗の向上を計る各種工法が実用化されている¹⁾。一方、このようなセメント系改良砂地盤の改良効果を、どのような地盤情報に基づいて、どのような手法で評価するか、が工学的課題となっている。前者については、改良目的に応じて、弾性波速度測定、平板載荷試験、一軸圧縮試験、等を適宜実施し、評価のための地盤物性値を求めているのが現状である。後者に関しては、改良土要素の応力~ひずみ~強度特性の時間・拘束圧依存性、等を考慮した上で、マスとしての地盤の硬さおよび強さを適切に評価する必要がある。

一般に、セメント系改良地盤の工学的特性は、セメントの種類と投入量、混合攪拌の方法、原地盤材料の一次的性質、地下水を含めた地盤環境、等によりまちまちである。このことが、短期および長期の改良効果の予測・評価を難しくしている。しかし、「化学的作用によるセメンテーションが付加された地盤であること」、は共通である。したがって、この共通項に着目したセメント混合砂の変形・強度特性に関する基礎的研究の成果^{2),3),4),5)}は、改良効果の統一的な評価・予測において大変貴重である。

一方、セメント系改良地盤の挙動においては、小ひずみでの変形特性が工学的に重要であり、また弾性係数の原位置測定は乱れの影響のない地盤の硬さを知る上で有効な方法であるにもかかわらず、例えばヤング弾性係数の挙動に主眼をおいた研究は、案外と数が少ない⁶⁾。

本研究では、再現性の高いセメント混合砂試料を用いて一連の一軸・三軸圧縮試験を実施し、広範囲のひずみでのヤング係数に及ぼすセメント混合率、材齢および拘束圧履歴の影響について詳細に検討した。そして、「弱いセメンテーションが付加された砂」としての統一的観点から実験結果の解釈を試みている。この視点は自然堆積砂岩の力学特性を理解する上でも同様に重要であると考えられる。

2. 試料および実験

豊浦標準砂 ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $e_{\max} = 0.96$, $e_{\min} = 0.62$, $D_{50} = 0.16 \text{ mm}$) にポルトランドセメント、ベントナイト (混和剤) および水を混合攪拌した試料を準備した。この試料を直径 5 cm の円柱形のモールド内に静かに投入して脱気した。その後、スラリー中の水分量が変化しないよ

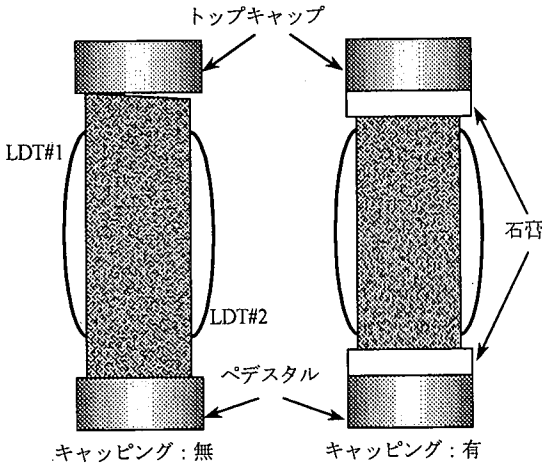


図-1 比較実験に用いた円柱供試体の様子

うにワックスとポリフィルムを用いて密閉した状態で水中養生した。試料作製にあたっては、Lupini ら⁷⁾の定義による砂粒子間隙比 (granular void ratio) $e_g = V_{\text{void}} (= \text{セメント} + \text{ベントナイト} + \text{水}) / V_{\text{sand}}$ が、セメント混合率 (セメント質量) / (試料全体の質量) によらず 0.9 と一律になるように密度を調整した。なお、ベントナイトの混合率は、5%で一定とした⁸⁾。単位体積質量は、セメント混合率 2%~10%の範囲において、1.93~1.98 g/cm³の範囲にあった。

一連の圧縮試験には、多機能三軸試験装置^{9,10,11)}を用いた。本試験機では、軸駆動装置にナノオーダーでの軸変位の制御が可能なデジタルサーボモーターを用いている。円柱供試体 (直径: 50 mm, 高さ: 100 mm) を用いた一連の実験では、局所軸ひずみ測定装置 (LDT)¹²⁾により、10⁻⁶ オーダーの精度で軸ひずみを測定している。供試体端面は、ストレートエッジを用いて手作業で丁寧に整形した。三軸圧縮試験では、200 kPaの背圧を与えた状態で供試体を等方圧縮し、一定の軸ひずみ速度を用いて非排水あるいは排水条件でせん断した。本研究における供試体の有効拘束圧の最大値は、2.4 MPaであった。

3. 圧縮試験方法の検討

堆積軟岩の圧縮試験では、軸ひずみを正しく測定するために、供試体端面でのベディングエラーの影響を除いた軸変形を測定する必要がある¹³⁾。また、供試体の変形・応力の一様性の向上を計るために、例えば石苜を用いて端面をキャッピングする方法が有効であることも知られている¹⁴⁾。今回の実験を実施するにあたって、これらの結論がセメント混合砂にも適当であるかどうか検討した。

図-1は、全く同様な方法で準備した一対の供試体を用

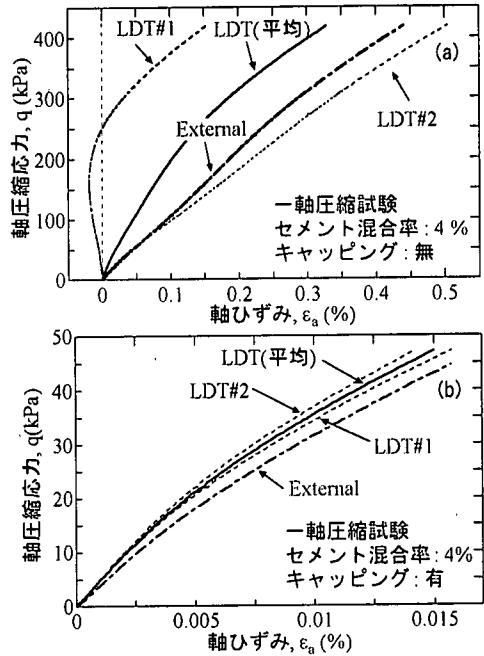


図-2 キャッピングの有無による応力～ひずみ関係の比較

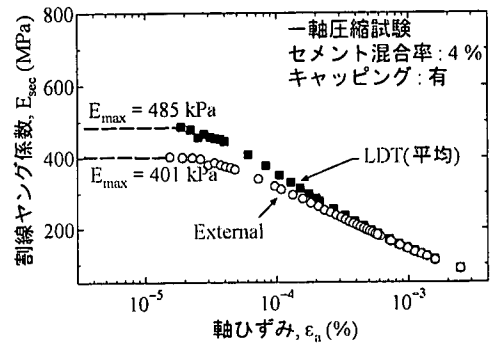


図-3 LDT測定および外部変位計で測定した割線ヤング係数～軸ひずみ関係の比較

いた比較実験における供試体の様子を模式的に描いている。両供試体において側面にそれぞれ一組のLDTを装着しており、供試体の両端面における石苜によるキャッピングの有無が両者の相違点である。また、一連の実験では、ペDESTALとキャップの動きをそれぞれ非接触型変位計を用いて測定し、システムコンプライアンスの影響のない供試体軸変形を測定している。本論文では、LDTおよび非接触型変位計を用いた軸ひずみの測定値をそれぞれ "local" と "external" と表記する。過去の研究^{3,4)}より、local と external の測定値の違いは、供試体端面におけるベディングエラーの影響によるものであることが分かっている。

図-2~5に、一連の比較実験の結果を示す。キャッピングのない供試体を用いた一軸圧縮試験では、供試体側面に取り付けた2つのLDT(#1と#2)の測定値は大きく

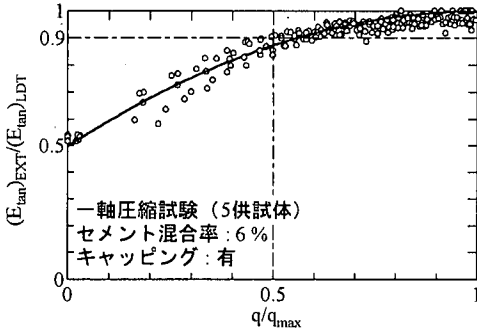


図-4 LDT 測定および外部変位計で測定した接線ヤング係数の比較

異なっている。とりわけせん断初期において、LDT #2 は伸張側のひずみを示している。一方、両端面をキャッピングをした別の供試体においては、2つのLDTで測定した軸ひずみはせん断初期からはほぼ同じ値を示している(図-2参照)。この比較から、供試体の変形の一様性を確保するためには、両端面のキャッピングが不可欠であることが分かる。何故なら、トリミング時に供試体の両端面を厳密に平滑・平行に保つことは難しいからである。

図-3は、キャッピングした供試体を用いた一軸圧縮試験において、local および external 軸ひずみを用いて算定した割線ヤング係数 E_{sec} ((偏差応力) / (軸ひずみ)) ~ 軸ひずみ関係の比較である。軸ひずみがおおよそ0.02%以下では、external 測定による変形係数の方が僅かに小さい。例として、軸ひずみ0.001%以下のヤング弾性係数 E_{max} に着目すると、local および external 測定の値はそれぞれ485kPaと401kPaであり、local 測定値の方が明らかに大きい。図-4は、5本の同様な供試体(キャッピングあり)を同様な条件で一軸圧縮せん断したときのlocal および external 測定による接線ヤング係数 E_{tan} ((偏差応力増分) / (軸ひずみ増分)) の比較である。 q/q_{max} (q_{max} : 圧縮強度)がおおよそ1/2以下では、両者の比が0.9より小さい。 q/q_{max} の値が0.5を超えるとexternalとlocal軸ひずみ測定による E_{tan} の値の比は0.9以上となっている。

前述したように、一連の実験における external 測定はシステムコンプライアンスの影響を除いた軸変形量であるから、local 測定による軸変形量との違いは供試体端面でのベディングエラーの影響によるものである。図-3および図-4に示した結果は、供試体のトリミング時に形成された両端面のゆるみ層の過剰変形に起因するベディングエラーの影響であり、たとえ供試体端面をキャッピングしてもこのゆるみ層の存在を除去できないことを示している。

供試体に拘束圧を加えた場合、ベディングエラーの影響はどうか。図-5は、三軸セル内で応力増加速度一定で等方圧縮した時の軸ひずみの変化を等方圧縮応力 σ_c に対してプロットしている。拘束圧を与えた三

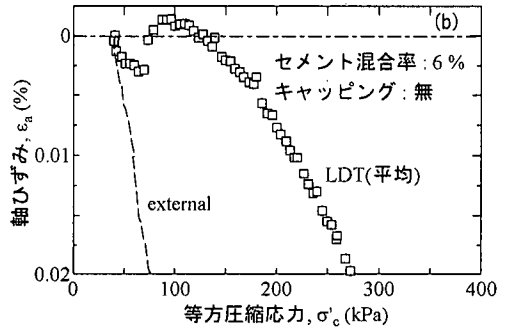
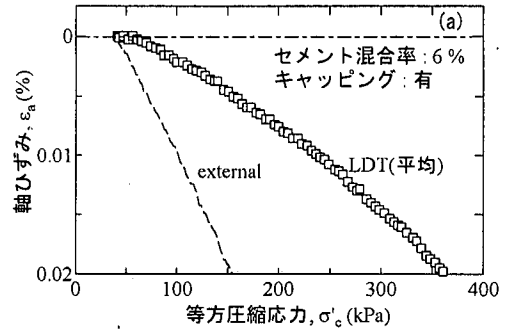


図-5 キャッピングの有無による等方圧縮応力~軸ひずみ関係の比較

軸供試体においても、キャッピングのない供試体の local 軸ひずみは、とりわけせん断初期に不規則で不合理な挙動を示している。これは、キャッピングをしていないために供試体の応力・ひずみの一様性が不充分であったためと考えられる。さらに、供試体端面をキャッピングした場合においても local と external 測定による軸ひずみは大きく異なっている。

以上の事柄から、一軸・三軸供試体端面にキャッピングをしてもベディングエラーは完全に除去できないこと、そして external 軸ひずみ測定方法では、圧縮時およびせん断時の軸変形量を過大評価することが分かった。このことは、たとえ境界での軸変位速度を一定に制御しても、供試体の軸ひずみ速度が一定とならないことを示唆している。

図-6は、各試験で境界での軸ひずみ速度を一定にした一軸圧縮試験における軸圧縮応力~LDTで測定した軸ひずみ $(\epsilon_a)_{LDT}$ 関係およびLDTで測定した軸ひずみ速度 $d(\epsilon_a)_{LDT}/dt \sim q/q_{max}$ 関係である。ひずみ速度の設定値(0.016%/min~1.6%/min)によらず $d(\epsilon_a)_{LDT}/dt$ は、せん断初期において所定の軸ひずみ速度の約半分程度しかなく、ひずみの増加につれて設定値に次第に近づいてくることが分かる。これは、供試体作成時に形成された端面のゆるみ層の過剰変形による影響であると考えられる。少なくとも微小ひずみ領域においては、local 軸ひずみ測定により、実際の軸ひずみ速度の変化を正確に求める必要があると言えよう。このことは、堆積軟岩のクリープ

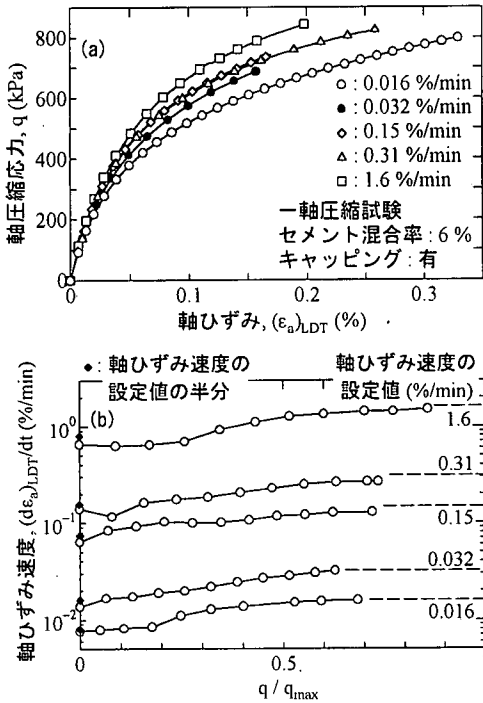


図-6 LDT 測定による軸ひずみ速度の実測

試験において、外部変位計で測定した軸ひずみ速度が local 測定による軸ひずみ速度よりも数倍大きいとの指摘¹⁵⁾と本質的に共通な問題(=小ひずみでのベディングエラーの影響)を取り扱っている。

4. 実験結果および考察

(1) 化学的および物理的セメンテーション

図-7は、Barton¹⁶⁾による砂質土のセメンテーションの発達のメカニズムに関する説明である。自然堆積砂地盤は、どんなにゆるくても砂粒子の集合は隣接する砂粒子間で複数の接点を有するインターロッキング状態にあり、細粒分のないきれいな砂では通常相対密度が20%より小さいことはまれである¹⁷⁾。しかし、自然堆積砂地盤に固結材を混合した直後には、粒子表面に付着した固結材の介在によりきれいな砂試料では起こり得ない極めてゆるい堆積状態、すなわちオーバーロッキング状態となり得る。拘束圧が比較的小さい場合には、やがて時間の経過につれ、オーバーロッキング状態のままでセメントボン드가形成される。この状態で拘束圧が次第に大きくなると、やがてセメントボンズの発達に伴う土粒子間の接着、すなわち化学的セメンテーションが徐々に損傷する。セメントボンズの損傷が生じ始める拘束圧は、セメントボンズの強度と密接に関連している。さらに大きな拘束圧が作用すると、今度は土粒子表面における分子レベル

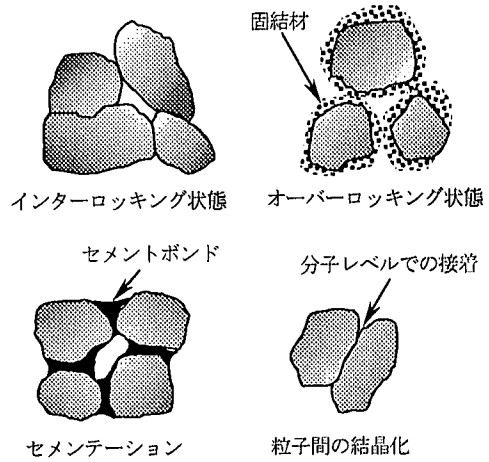


図-7 砂のセメンテーションの発達のメカニズム (Burton¹⁶⁾による)

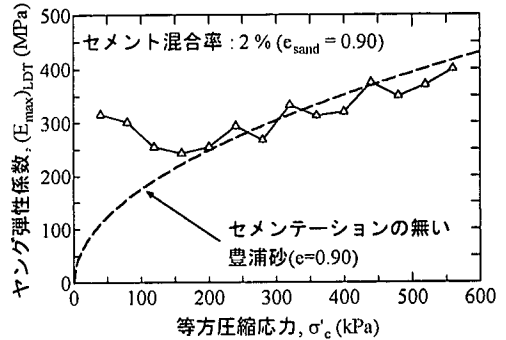


図-8 等方圧縮時のヤング弾性係数の変化

での再結晶化、すなわち物理的セメンテーションが新たに生じる。これらの化学的および(あるいは)物理的セメンテーションの発達が砂から砂岩への移行過程において生じるとしている。

本研究で使用したセメント混合砂は、無拘束圧状態における相対密度が約18%であることから、オーバーロッキング状態で化学的セメントボン드가形成されると想定される。図-8は、非常に弱い化学的セメンテーションを有するセメント混合率2%の供試体を三軸セル内で等方圧縮した試験の結果であり、LDTで測定した軸ひずみ0.001%以下のヤング弾性係数 $(E_{max})_{LDT}$ の変化を σ_c に対してプロットしている。 σ_c がおおよそ50 kPaより小さい範囲において、 $(E_{max})_{LDT}$ は σ_c の増加に対してほとんど変化していない。この低拘束圧領域での $(E_{max})_{LDT}$ の値(≈ 300 MPa)は、純粋に初期の化学的セメンテーション効果によるものである。その後の σ_c の増加に伴う $(E_{max})_{LDT}$ の漸減挙動は、化学的セメントボンズの損傷を反映していると解釈できよう。さらに、化学的セメンテーションの著しい損傷が生じた場合には、ヤング弾性係数は有効拘束圧の増加に対して指数的に増加し、 $\sigma_c \geq 200$ kPaで

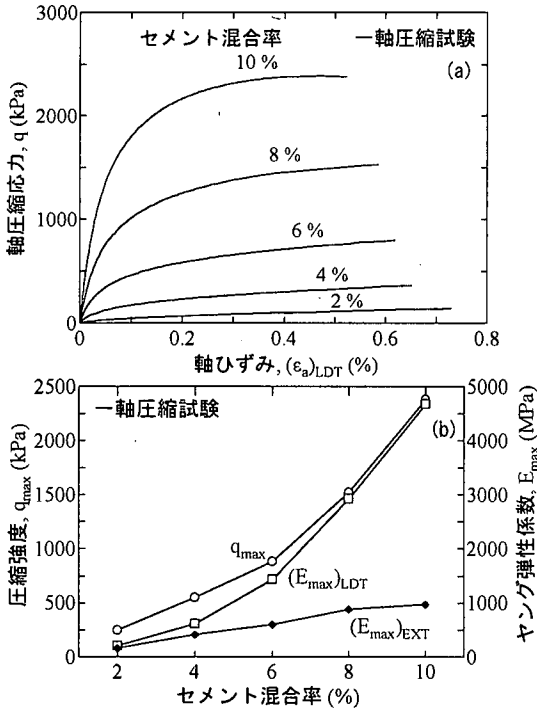


図-9 応力～ひずみ～ヤング弾性係数～圧縮強度関係におけるセメント混合率の影響

はセメンテーションのない豊浦砂の $(E_{max})_{LDT} \sim \sigma_c$ 関係にほぼ一致している。

(2) セメント混合率の影響

セメント混合率を大きくすると化学的セメンテーション効果が大きくなることは容易に想像される。図-9は、セメント混合率を2～10%の範囲で変えた供試体群の一軸圧縮試験結果である。実験では、共通な材齢(14日)の試料を用い、一定の軸ひずみ速度(0.016%/min)でせん断している。セメント混合率が大きくなるにつれ、圧縮強度 q_{max} および $(E_{max})_{LDT}$ ともに大きくなっている。また、セメント混合率に対する q_{max} と $(E_{max})_{LDT}$ の増加割合はほぼ等しく、セメント混合率によらず、 $q_{max}/(E_{max})_{LDT}$ の値は1500～2000の範囲にあった。これは、他のセメント改良砂質土の圧縮強度とヤング弾性係数の比と同様な値である¹³⁾。これらの事柄は、セメント系改良砂質土地盤の原位置調査において、弾性波速度測定から求めたヤング弾性係数を用いて、例えばヤング弾性係数を1500～2000で割ることにより一軸圧縮強度を大まかに推定できる可能性を示唆している。

なお、ベディングエラーの影響によりexternal測定によるヤング弾性係数 $(E_{max})_{EXT}$ は、 $(E_{max})_{LDT}$ よりも小さい。この傾向は、セメント混合率が大きくなるにつれより顕著になっている。硬い材料ほど、端面のゆるみ層の過剰な圧縮変形の影響が相対的に大きくなるためと考えられる。

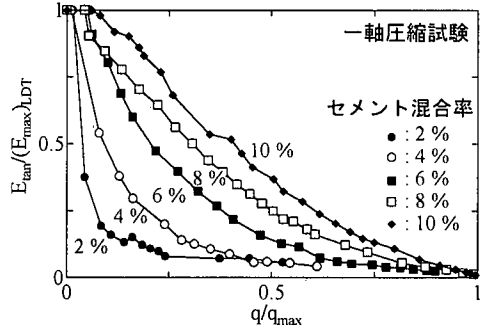


図-10 接線ヤング係数の変化に及ぼすセメント混合率の影響

図-10は、 $E_{tan}/(E_{max})_{LDT} \sim q/q_{max}$ 関係のまとめである。この正規化した応力～ひずみ関係から、完全弾性体では応力レベルによらず E_{tan}/E_{max} の値が1.0であることを考慮すると、セメント混合率の増大に伴い、初期に硬い(E_{max} が大きい)程また強い(q_{max} が大きい)程、応力～ひずみ関係の線形性が高い傾向が明らかである。この傾向は、軟岩を含めた各種地盤材料の応力～ひずみ関係の比較においても同様に観察されている¹⁸⁾。

(3) 材齢の影響

セメントボンドの時硬性により、材齢とともに化学的セメンテーション効果が増大し、変形係数および強度が増加する⁴⁾。図-11は、セメント混合率6%の供試体を用いた一連の一軸圧縮試験結果である。材齢7日～791日の範囲において、材齢が大きくなるにつれ、 q_{max} および $(E_{max})_{LDT}$ ともに大きくなっている。また、材齢によらず $(E_{max})_{LDT}/q_{max}$ 値はほぼ一定となり、データの一次近似から得られた $(E_{max})_{LDT}/q_{max} \approx 1800$ は、セメント混合率を変化させた一連の実験(図-9参照)における $(E_{max})_{LDT}/q_{max}$ の値の範囲内にある。セメント混合砂の(圧縮強度)/(ヤング弾性係数)の値が、セメント混合率および材齢によらずほぼ一定であることは工学的に意味のある実験事実である。

(4) 有効拘束圧の影響

セメント混合率が6%の供試体を用いて、 σ'_c (各試験で一定)を0～600 kPaの範囲で変えた排水三軸試験を実施した。一連の試験では、一定の軸ひずみ速度(0.02%/min)でせん断している。図-12は、 q ～体積ひずみ～軸ひずみ関係の比較である。 σ'_c が大きい程、応力～ひずみ関係が延性的でピーク時の軸ひずみ大きいこと、またダイレイタンシー特性が膨張から圧縮傾向に変化していることが分かる。

図-13は、各試験における破壊(=ピーク)時のモーラーの応力円である。図-14は、 $\sigma'_c = 100 \sim 600$ kPaのそれぞれの試験において破壊時の σ'_c をゼロと仮定した場合のせん断抵抗角 $\phi_d \sim \sigma'_c$ 関係であり、比較のためにセメンテーシ

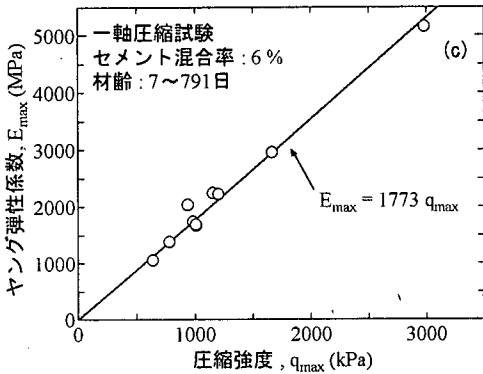
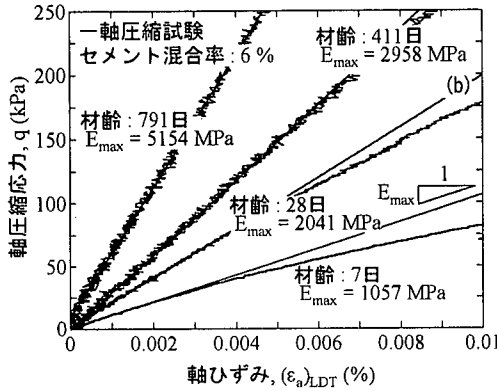
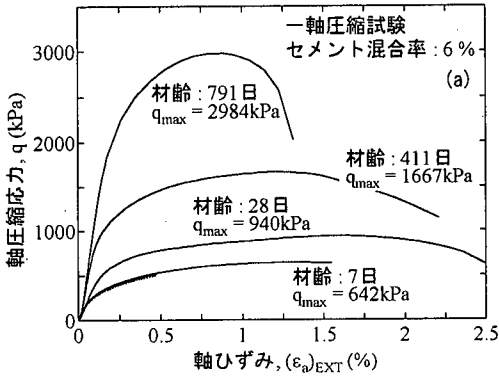


図-11 応力～ひずみ～ヤング弾性係数～圧縮強度関係における材齢の影響

セメントの無い豊浦砂試料 ($c_d=0$) の $\phi_d \sim \sigma'_c$ 関係¹⁹⁾ を併せて示している。これらの結果から、セメント混合砂の破壊の法則性は、 ϕ_d の拘束圧依存性だけを考慮しても不十分であり、少なくとも一組の強度定数 (c_d, ϕ_d) を用いては決して表現できないことが明らかとなった。圧縮強度は、化学的セメントボンドが損傷しない低拘束圧において拘束圧非依存性 ($\phi_d=0$) を示し、拘束圧が増加しセメントボンドの部分的損傷が進行するにつれ拘束圧依存性がより顕著になること、すなわち強度パラメータ (c_d, ϕ_d) が拘束圧の関数として表現されるべきことが分かる。

図-15は、一連の試験における $E_{int}/(E_{max})_{LDT} \sim q/q_{max}$ 関係の比較である。 σ'_c が大きい程、応力～ひずみ関係の非線

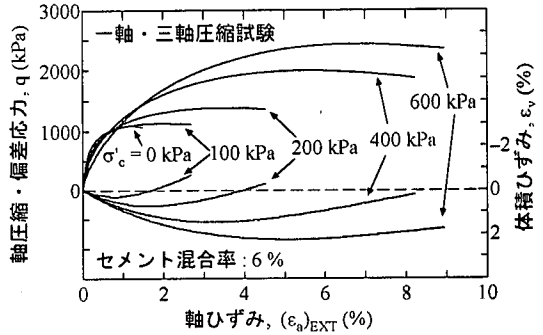


図-12 一軸・三軸圧縮試験での応力～ひずみ関係における有効拘束圧の影響

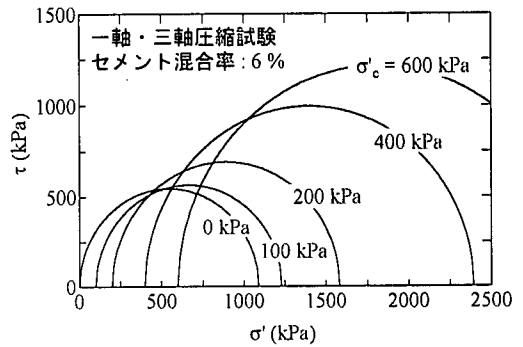


図-13 破壊（ピーク）時のモールの応力円

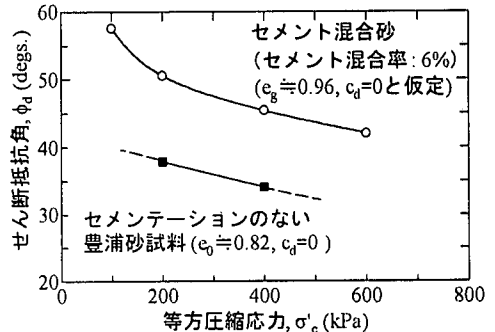


図-14 セン断抵抗角の拘束圧依存性

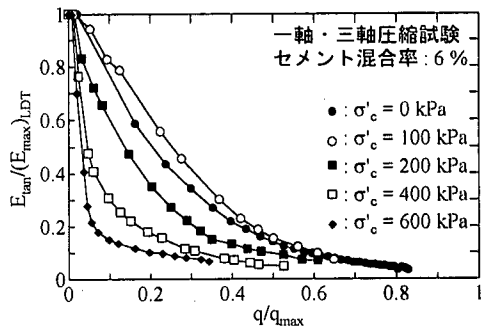


図-15 接線ヤング係数の変化に及ぼす有効拘束圧の影響

形性が顕著になっていることが分かる。このことは、拘束圧の増大につれて土粒子間に介在するセメントボンドの部分的損傷が進行した結果を反映していると考えられ

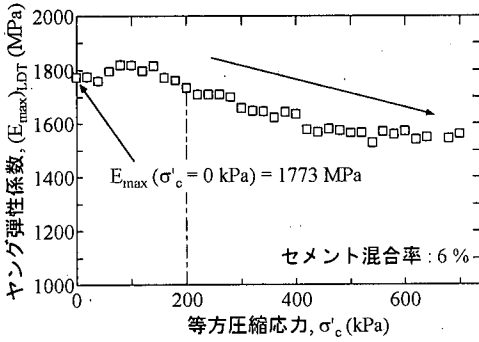


図-16 等方圧縮時のヤング弾性係数の変化

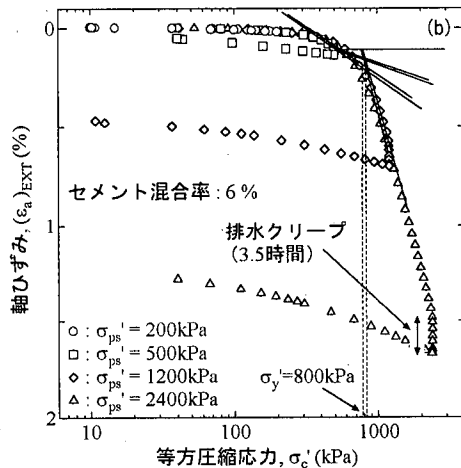
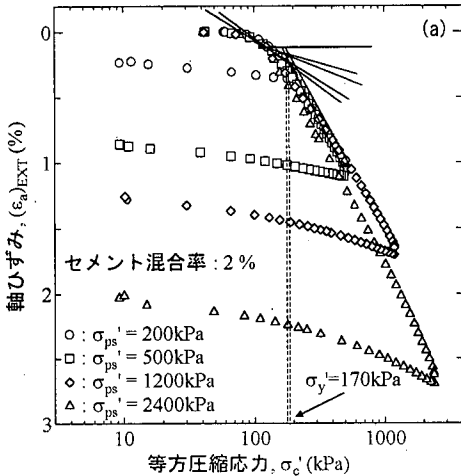


図-17 圧縮・除荷における等方圧縮応力～軸ひずみの関係

る。したがって、この挙動はセメント混合率が小さい程（化学的セメンテーション効果が小さい程）応力～ひずみ関係の非線形性が顕著である傾向（図-10参照）と似ている。図-16は、セメント混合率6%の供試体を用いて別途実施した等方圧縮試験における $(E_{max})_{LDT} \sim \sigma'_c$ 関係である。 $(E_{max})_{LDT}$ は、 σ'_c が200 kPa付近を境にして、拘束圧依存性挙動を示している。セメント混合率2%の同様な結

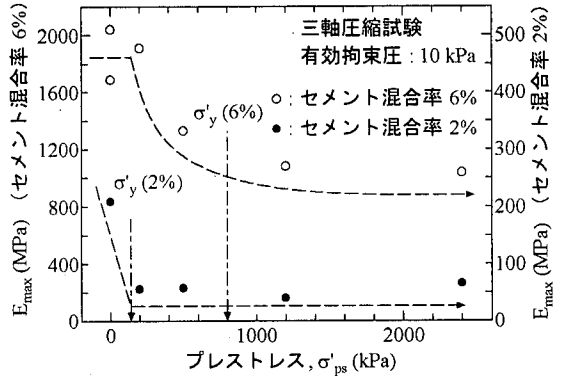


図-18 ヤング弾性係数に及ぼすプレストレスの影響

果（図-8参照）と併せて考えると、このヤング弾性係数の減少は化学的セメンテーションの損傷を伴う過程で生じていると解釈できよう。

以上の事柄から、有効拘束圧の増加は土粒子間のセメントボンドの損傷をもたらし、セメントボンドの損傷の度合いが大きくなるにつれて応力～ひずみ関係の非線形性がより顕著となり、強度的にはc材からc-φ材に移行すると考えられる。

(5) 有効拘束圧履歴の影響

図-17は、セメント混合率が2%および6%の供試体群（材齢：28日）を、三軸セル内で有効拘束圧を増減させたときの軸ひずみ～ σ'_c 関係である。セメント混合率の異なる両試料において、有効拘束圧に対してひずみ増加率が急増する意味で降伏応力 σ'_y を定義した。 σ'_y の値は、試料のセメントボンド力が大きい程大きく、セメント混合率2%および6%の供試体で、それぞれ約170 kPaと約800 kPaであった。これら一連の実験においては、供試体の有効応力履歴の観点からは処女圧密である。したがって、少なくとも化学的セメンテーションが付加されたこのような改良砂試料の降伏特性は、過去に供試体が受けた有効応力履歴とは全く無関係であり、主として土粒子間に介在するセメントボンドの強度に支配されると考えられる。

一方、セメント混合率によらず σ'_y 付近の拘束圧で、セメントボンドの大幅な損傷が生じていることが容易に想像される。そこで、拘束圧とセメントボンドの損傷の程度との関連を調べる目的で、複数の同様な供試体を用いて等方有効拘束圧を0～2.4MPaの範囲で異なる値まで増加させた。その後、低拘束圧（=10 kPa）状態で圧縮試験を行った。図-18および図-19は、それぞれ低拘束圧での圧縮試験における E_{max} および q_{max} を供試体がせん断前に受けた有効拘束圧の最大値（=プレストレス） σ'_{ps} に対してプロットしている。それぞれの図中に変化の傾向を破線で示しているように、セメント混合率2%の試料で

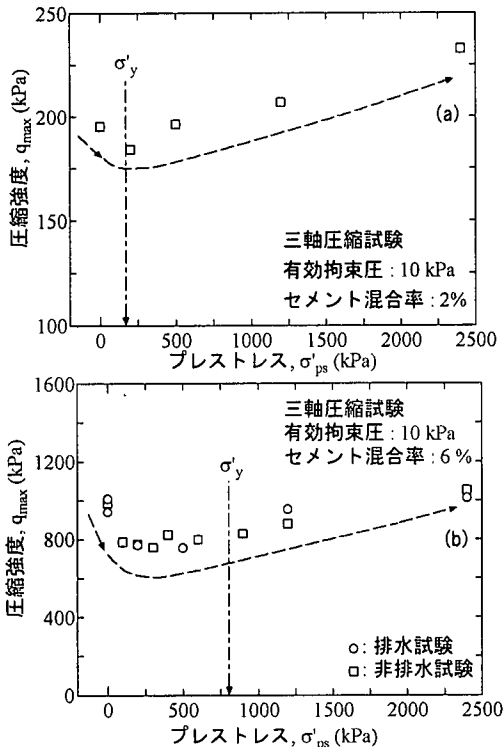


図-19 圧縮強度に及ぼすプレストレスの影響

は、 σ'_{ps} が σ'_y 付近で E_{max} が急激に減少し、 $\sigma'_{ps} \geq \sigma'_y$ ではほぼ一定値を示している。このことは、 $\sigma'_{ps} = \sigma'_y$ 付近でセメントボンドが著しく損傷したことを示唆している。セメント混合率6%の試料においても同様の傾向が見られるが、 E_{max} の変化と σ'_{ps} および σ'_y との関連は、セメント混合率2%の試料ほどには明確ではない。一方 E_{max} と比較して、セメントボンドの損傷による圧縮強度の低下は、それ程顕著ではない。また、試料によらず σ'_y 付近を境にして減少から増加傾向に遷移している。この傾向は、プレストレスが大きくなるにつれ試料の高密度化を伴いながら物理的セメンテーションが新たに付加された可能性を示唆している(図-7参照)。

以上の事柄から、プレストレスの増加は試料の高密度化と化学的セメンテーションの部分的損傷をもたらし、これらに伴って q_{max} と E_{max} の両方が減少するが E_{max} の方がより敏感に変化すること、逆に高密度化と物理的セメンテーションの付加の影響は E_{max} よりも圧縮強度により敏感に反映されることが分かった。これらの事柄から、例えば一般的にセメント改良地盤のサンプリングによる試料の乱れは、化学的セメンテーションの部分的損傷を伴うと考えられるため、室内での一軸圧縮試験から求めた E_{max}/q_{max} の値は試料の乱れの程度に応じて異なることに注意する必要がある。今後、物理的セメンテーションの影響を明確にするために、より大きな拘束圧での試験が必要である。

5. 結論

- 1) セメント混合砂の一軸および三軸圧縮試験では、供試体の変形・応力の一様性を向上するために、供試体両端面を例えば石膏を用いてキャッピングし、さらに、とりわけ微小ひずみにおける変形特性および軸ひずみ速度を正しく求めるためには、ローカルな軸ひずみを測定する必要がある。
- 2) セメント混合率および材齢の増大に伴い、土粒子間のセメントボンド力が増大する。その結果、ヤング弾性係数および圧縮強度がともに増加し、応力〜ひずみ関係の線形性が高まる。
- 3) 低拘束圧においてセメント混合砂の(ヤング弾性係数)/(圧縮強度)の値は、セメント混合率および材齢によらず1500~2000の狭い範囲にある。この関係を利用して、原位置弾性波速度測定から求めたヤング弾性係数からセメント系改良砂地盤の圧縮強度を大まかに推定できる。ただし、一旦化学的セメンテーションの損傷が生じると、 E_{max}/q_{max} の値は1500~2000の範囲を大きく超えるため、改良地盤の応力履歴を事前調査することにより、過去におけるセメントボンド損傷の可能性を検討する必要がある。
- 4) 有効拘束圧の増加につれ土粒子間のセメントボンドの損傷が進行する。その結果として変形・強度特性は有効拘束圧に強く依存する。よって、弱いセメンテーションを有する土質材料では、土粒子間に介在するセメントボンドの部分的損傷が進行する拘束圧の範囲において、強度定数(c, ϕ)は一定でなく、拘束圧および拘束圧履歴の関数として表現されるべきと考えられる。
- 5) 同様な理由で有効拘束圧履歴(=プレストレス)は化学的セメンテーションの部分的損傷を伴い q_{max} と E_{max} の両方が減少するが、 E_{max} の方がより敏感に低下する。また逆に、有効拘束圧のさらなる増大に伴う物理的セメンテーション(土粒子間の再結晶化)の影響は E_{max} よりも圧縮強度により敏感に反映される。
- 6) 化学的セメンテーションを有する地盤材料の降伏特性は、過去に供試体を受けた応力履歴とは全く無関係であり、主として土粒子間に介在するセメントボンドの強度に支配される。

謝辞：一連の三軸試験の実施においては、松永卓也氏(日本鉄道建設公団、元北海道大学大学院学生)の協力を得た。原稿の準備においては、函館高専の川口貴之助氏の協力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば, 地盤工学会 : 液化化対策の調査・設計から施工まで, 第II編, 1993.
- 2) Matsuoka, H. and Sun, D. : Extension of spatially mobilized plane (SMP) to frictional and cohesive materials and its application to cemented sands, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.4, pp.63-72, 1995.
- 3) Tatsuoka, F., Uchida, K., Imai, K., Ochi, T. and Y.Kohata : Properties of cement-treated soils in Trans-Tokyo Bay Highway project, *Ground Improvement*, Vol.1, pp.37-57, 1997
- 4) Kohata, Y., Maekawa, H., Muramoto, K., Yajima, J. and Babasaki, R. : Deformation and strength properties of DM cement treated soils, *Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems - Grouting and Deep Mixing*, Balkema, Vol.2, pp. 905-911, 1997.
- 5) Omine, K., Ochiai, H. and Yoshida, N. : Estimation of in-situ strength of cement-treated soils based on a two-phase mixture model, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.17-29, 1998.
- 6) Portbaha, A., Shibuya, S. and Kishida, T. : State of the art in deep mixing technology-Part III : geomaterial characterization, *Ground Improvement*, Vol.3, pp.91-110, 2000.
- 7) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181-213, 1981.
- 8) Shibuya, S. and Ozawa, H. : Discussion on the paper by Matsuoka and Sun, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, pp. 137-138, 1996.
- 9) Shibuya, S. and Mitachi, T. : Development of a fully digitized triaxial apparatus for testing soils and soft rocks, *Geotechnical Engineering*, Vol.28, No.2, pp.183-207, 1997.
- 10) 澁谷啓, 三田地利之, 細見明彦, 小澤裕 : 高性能デジタルサーボモーターを用いた多機能三軸試験装置, 地質と調査, No.1, pp.48-57, 1996.
- 11) 黄聖春, 三田地利之, 澁谷啓, 館市弘達 : 微小ひずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性, 土木学会論文報告集, No.589, III-42, pp.305-319, 1998.
- 12) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y. S. and Sato, T. : A simple gauge for local strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1990.
- 13) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Paper, *Proc. of 9th ARC on SMFE*, Vol.2, pp.101-170, 1992.
- 14) Tatsuoka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture, *Pre-failure Deformation of Geomaterials (Shibuya, S., Mitachi, T. and Miura, S. ed.)*, Balkema, Vol. 2, pp.947-1063, 1994.
- 15) 早野公敏, 龍岡文夫, 古閑潤一, 松本正士 : 堆積軟岩の三軸クリーブ試験およびクリーブ変形予測モデルの検討, 第29回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, pp.8-14, 1999.
- 16) Barton, M. E. : Cohesive sands: The natural transition from sands to sandstones, *Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks (A. Anagnostopoulos et al ed.)*, Balkema, Vol.1, pp.367-374, 1993.
- 17) 田中洋行, 澁谷啓, 三村衛, 山下聡 : 緩い砂で埋め立てられた地盤の工学的特性, 土と基礎, Vol.44, No.5, pp.13-16, 1996.
- 18) Shibuya, S., Tatsuoka, F., Abe, F., Kim, Y. S., Park, C. S., and Mukabi, J. N. : A new look at stress-strain relations of soils and soft rocks, *Proc. of 9th ARC on SMFE*, Bangkok, Vol.1, pp.63-66, 1991.
- 19) 三浦哲彦, 山内豊隆 : 砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響, 土木学会論文報告集, No.260, pp.109-118, 1977.

(2000. 12. 13 受付)

TIME/STRESS-HISTORY DEPENDENCY OF DEFORMATION-STRENGTH CHARACTERISTICS OF CEMENT-MIXED SAND

Satoru SHIBUYA, Toshiyuki MITACHI and Hiroshi OZAWA

A series of unconfined as well as triaxial compression tests was carried out on specimens of Toyoura sand mixed with cement. The behaviour of elastic Young's modulus at extremely small strains, together with its variation with strain and stress was examined over a wide strain range ($10^{-6} \sim 10^{-2}$), and also over a wide stress range ($0 \sim 2.4$ MPa). In this paper, methods for measuring properly stress-strain and strength characteristics of weakly-bonded geomaterials such as cement-mixed sand are in detail discussed. Effects of cement content, curing period, effective confining pressure and its history on deformation characteristics of cement-mixed sand were each examined with attention paid to the interlink between elastic Young's modulus and strength. The results were interpreted against comparable behaviour of clean sand exhibiting no interparticle bondings.