

気泡セメント改良土の非排水せん断特性

林泰弘¹・鈴木敦巳²

¹正会員 修(工) 熊本大学助手 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪2丁目39番1号)

²正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪2丁目39番1号)

一軸圧縮強さは気泡セメント改良地盤の非排水せん断強さとして用いられているが、適切な三軸圧縮試験による有効応力で整理した非排水せん断特性との関連性に関する研究は不十分である。本論文では、飽和度や間隙比の異なる気泡セメント改良土に対し圧密非排水三軸圧縮試験を行った。その結果、せん断強さは飽和度や有効圧密圧力に無関係に間隙比の影響が大きいこと、変形特性、体積ひずみや過剰間隙水圧の挙動は間隙比だけでなく有効側圧の違いが影響することを示した。また、一軸圧縮強さをを用いてピークの軸差応力、変形係数、有効側圧などを正規化した結果、せん断強さは材令、間隙比、飽和度、有効圧密圧力によらず一軸圧縮強さとの間に一義的な関係が得られたが、一軸圧縮試験から得られた値よりも小さいことから非排水せん断特性の評価において一軸圧縮試験をそのまま用いるのは危険であることを示した。

Key Words: lightweight soil, unconfined compression test, triaxial compression test, degree of saturation, void ratio, peak strength, modulus of deformation

1. はじめに

軟弱な地盤を安定したものにするためには、締固めや圧密によって密度を増加させる方法が主流である。しかし、土は土木材料の中でも強度が小さいわりに自重の大きな材料であるため、土に代わって軽量地盤材料を用いることは土圧の低減や圧密沈下の抑制などが期待でき、特に軟弱地盤上で効果を発揮する。このような軽量地盤材料では、軽量材を土中に安定して封じ込め、かつ、せん断強さを確保するために固化材が併用される。

軽量材に気泡、固化材にセメントを用いた混合土(気泡混合処理土、気泡混合軽量土、気泡混合土などと呼ばれるが、本論文では使用材料を明確にするため気泡セメント改良土と呼ぶ)は、①建設発生土など不良土を含め粘性土から砂質土まで幅広い粒度の土を用いることができるなど、原料となる土の制約が小さい、②密度、せん断強さが比較的自由にコントロールできる、③現地で作製することが可能である、④作製後しばらくは流動性を持っているために狭小な箇所での施工が可能である、などの特長があることから最近多く用いられている。

一般的な気泡セメント改良土の密度は $0.6\sim 1.3\text{g/cm}^3$ と土より軽量で、強度は一軸圧縮強さで数百 kPa～数 MPa の範囲と良質土と同等なものを用いられる¹⁾。気泡セメント改良土の透水性は粘性土と同程度であるため、通常の載荷条件に対しては非排水せん断が生じるものと考えられる。従って、気泡セメント改良土を用いた地盤の設計、管理指標は非排

水条件を想定しているが、2章で述べるように非排水せん断強さを求めるためには一軸圧縮試験が用いられるのが一般的である。一軸圧縮試験はいくつかの問題点を抱えながら²⁾も、その利便性から日本では広く利用されているが、そもそもこの試験は飽和粘性土における非排水せん断強さを得るためのものであるが、粘着成分が卓越したセメント改良土にもその適用範囲が拡大されている。さらにこの延長として気泡セメント改良土に対しても一軸圧縮試験が用いられるが、多量の間隙を含み不飽和土である気泡セメント改良土を対象とした一軸圧縮試験は本来想定している排水条件と異なるため、適切な三軸圧縮試験を行いその結果と比較してせん断試験としての位置付けを確認する必要がある。

気泡セメント改良土は通常不飽和状態であるから、三軸圧縮試験を行う場合にも不飽和供試体を用いるのが適当であると考えられる。しかしながら飽和度は地盤環境によって変化し、それぞれの飽和度に対応したせん断強さを求めることは容易ではない。土の力学挙動を直接支配するのは有効応力であり、不飽和供試体で有効応力を求めるためには間隙水圧、間隙空気圧の制御あるいは測定が必要であるため、供試体を飽和させ間隙水圧を測定することによって有効応力を求める方法に比べて試験が煩雑である。本研究ではセメント添加率は等しいが空隙率の異なる数種類の気泡セメント改良土を作製し、不飽和供試体を用いた圧密排気・非排水試験と飽和供試体を用いた圧密非排水試験を行い、強度・変形特性を調べるとともにこれらを有効応力で整理し結果を比較した。また、これらを空隙率の違いを直接反映する一軸

圧縮試験の結果と関連付けて考察した。

2. 非排水せん断特性の評価の現状

気泡セメント改良土を用いた軽量地盤は軽量性が重要な設計条件のひとつであり、水浸などによって飽和度が上昇し、密度が変化することを極力抑制する必要がある。実際には気泡セメント改良土の空隙は独立性が高いため³⁾、水面下であっても密度の変化は小さく⁹⁾、常に不飽和の状態が保持されていると考えられる。そのため実地盤の状態を再現して行う室内実験としては不飽和三軸圧縮試験が適当である。不飽和状態ではサクシオン(u_a 、 u_w)が働いたため強度が増加するといわれ、不飽和土の有効応力 σ' について Bishop・Bjerrum⁹⁾は式(1)のように表した。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

ここに、 σ は全応力、 u_a は間隙空気圧、 u_w は間隙水圧、 χ は有効応力係数と呼ばれる。飽和状態では $\chi = 1$ であり飽和度が低くなるほど χ は小さくなり乾燥状態では $\chi = 0$ となる。 χ と飽和度の関係は土の種類によって異なり、 χ を求めるためには三軸圧縮試験、サクシオン一定三軸圧縮試験、一軸圧縮試験が必要であるうえ、飽和度が高くなったときには水と空気を分離して測定することが困難であることから χ の値を求めることは実用的でない⁹⁾とされている。

飽和供試体で三軸圧縮試験を行うと、飽和により土骨格の強度や変形抵抗が若干低下することやサクシオンが働かないことから、飽和供試体を用いた試験結果による力学挙動の評価は安全側の設計となると考えられる。そのため、多くの場合供試体を飽和させ、 $\chi = 1$ として間隙水圧を測定することにより土の力学挙動を有効応力によって評価する方法がとられている。

山内・浜田⁷⁾は、土材料を含まない気泡セメント(Foamed Cement, FC)固化体の飽和供試体に対し、排水及び非排水三軸圧縮試験を行い、いずれの排水条件でも軸差応力～軸ひずみ関係において、明確な最大軸差応力を確認できない挙動を示したとしている。また、間隙率が非常に高い骨格構造をなすFCのような材料は、等方圧密による静水圧降伏が起こらないような圧密応力状態では、有効拘束圧の増加によっても軸差応力が増加せず、逆に減少する傾向を示しMohr-Coulombの破壊基準が適用できないと指摘している。一方、矢島・丸尾・小川³⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾は、粘性土に気泡とセメントを混合した軽量土を作製し、飽和、不飽和供試体に対して排水及び非排水せん断試験を行っている。その結果、拘束圧の増加とともに軸差応力も増加したとし、山内・浜田の主張とは異なった結果を得ている。また、圧密降伏応力を境に

過圧密、正規圧密粘土と同様に2つの破壊基準で表すことができるとしている。このように圧密降伏応力を用いて粘土の過圧密・正規圧密と同様な整理が可能であることはセメント改良土においては小林・龍岡¹¹⁾が示している。この圧密降伏応力 p_c は一軸圧縮強さ q_u と関係が強いといわれ、例えば、セメント改良土で $p_c = 1.2 \sim 1.3q_u$ (寺師ら¹²⁾)などの報告がなされ、気泡を混入した場合でも両者の関係はほぼこれと一致する⁹⁾という報告もある。

実務では粘土、砂などを原材料としたものとして、建設省土木研究所、運輸省港湾技術研究所、日本道路公団など公的な機関を中心としたグループにおいてそれぞれ開発が進められ、技術マニュアル¹³⁾¹⁴⁾や設計・施工指針¹⁵⁾として定め、それに基づいて多くの施工実績がある。これらの設計指針等においては非圧密非排水試験、圧密非排水試験を行った結果から内部摩擦角 ϕ に関しては若干の値が得られるが、粘着力 c_u が卓越した材料であるため実用的な設計面での非排水せん断強さとしては $\phi_u = 0$ 、 $c_u = q_u/2$ が妥当であるとしている。

土の一軸圧縮試験は、三軸圧縮試験において圧力円筒内に水圧を加えない場合に相当する。飽和粘性土の非圧密非排水せん断において、その内部摩擦角が $\phi_u = 0$ であることから、一種の非排水せん断強さである一軸圧縮強度 q_u を用いて非排水せん断強さ τ_u は $\tau_u = c_u = q_u/2$ として求めることができる。しかし、一軸圧縮強さを非排水せん断強さとして捉えるには多くの問題があり、実務で用いる場合は十分な知識が必要とされる。その問題点とは³⁾、①試料採取から試験実施までの間の試料の乱れ、②地盤の強度異方性、③試験におけるせん断ひずみ速さと実際の地盤破壊時の速さの相違、④土の破壊規準からすると一軸圧縮強度の半分を非排水せん断強さとするのは過大であること、ならびに⑤平面ひずみ条件の多い実際問題に軸対称条件下での強度を用いることなどであるとされる。これらのうち一軸圧縮試験に特有なのは①と④である。

セメント固化など化学的処理によって人工的な改良を加えた土の圧縮強さを求める場合には一軸圧縮試験を行うことが多く、これによって改良の判定をしたり、改良地盤の安定性を評価する目的にも利用されている。これら人工的に改良を加えた材料は、一般に飽和粘性土よりも強度が大きいため、相対的に上記①の影響が小さく考えられている。ところが、一部のセメント安定処理土や気泡セメント改良土では「飽和」条件が満たされていないため、本来の一軸圧縮試験における前提と合致しない。このような点に留意し三軸圧縮試験による圧密非排水せん断試験を行い、一軸圧縮試験による強度・変形特性と比較し、これらの関係を再確認する必要がある。

表-1 原料土の特性

基本特性	採取時含水比 w_n (%)	50.0
	試験時含水比 w (%)	59.0
	採取時湿潤密度 ρ_{Ln} (g/cm ³)	1.69
	試験時湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.66
	採取時間隙比 e_n	1.41
	試験時間隙比 e	1.60
コンシステンシー特性	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.71
	液性限界 w_L (%)	38.6
	塑性限界 w_p (%)	31.3
	採取時液性指数 I_{Ln} (%)	2.7
粒度組成	試験時液性指数 I_L (%)	4.0
	砂分 (%)	50.6
	シルト分 (%)	35.4
土質分類	粘土分 (%)	14.0
		SM

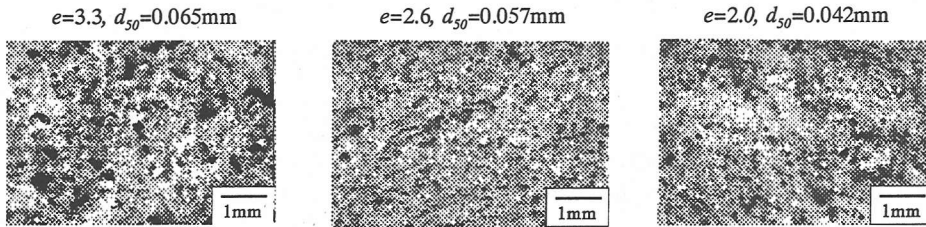


写真-1 供試体断面の実体顕微鏡写真

3. 供試体作製方法と物性値の算出法

(1) 作製方法

本研究で用いた気泡セメント改良土は浚渫土を原料土とし、気泡と普通ポルトランドセメントを混合したものである。浚渫土は熊本港の航路浚渫により発生した表-1 に示すシルト質砂(SM)を用いた。気泡セメントを均一に混合し、かつ、気泡の消失率を抑制するためには、土に適度な流動性を持たせたほうがよいといわれる¹⁹⁾。そこで、気泡セメント改良土の原料として試験に用いる場合には、十分に流動性が確保され、かつ、分離を起こさないように含水比が59% (液性指数 $I_L=4.0$) になるように加水調製した。

改良材である気泡セメントはセメント、気泡、水の混合体である。気泡の原料には主としてたんぱく質系の起泡剤と界面活性剤系のものである¹⁷⁾が、本研究ではたんぱく質系の起泡剤を用い、プレフォーム式で気泡を製造¹⁸⁾した。気泡の密度は 0.031g/cm^3 であった。この気泡を別途作製しておいたセメントスラリー(水セメント比 $W/C=100\%$) に加え均質になるまで混合した。この気泡セメントスラリーを調整土に混合して気泡セメント改良土を作製した。セメント添加率は原料土乾燥質量に対して20%であり目標湿潤密度が $0.9\sim 1.5\text{g/cm}^3$ になるように気泡量を調整した。気泡セメント改良土を高さ

約100mm、直径約50mmの塩ビ性のモールドに投入し、 $20\pm 3^\circ\text{C}$ の恒温室で数日養生の後脱型し、乾燥を防ぐためにポリエチレンラップで密封して引き続き恒温室で養生した。

砂質土の多い原料土を用いる場合、気泡量が非常に多くなり気泡を均一に分散しにくい¹⁹⁾という報告もあるが、本試験では土が適度な流動性を持つように調整したためそのような傾向は見られなかった。写真-1に間隙比 e の異なる供試体の中央の断面写真を示した。図中の d_{50} は空隙の平均粒径(円相当径)である。気泡は完全な球形を保ってはいないが独立性が高いように見える。また、間隙比の大きいものほど大きいサイズの気泡が目立ち d_{50} が大きくなっている。

(2) 物性値の算出法

気泡セメント改良土は強度とともに密度の管理が重要である。設計において自重を考慮する場合には湿潤密度が重要な因子であるが、力学的な特性に対しては土-セメントで構成される骨格(マトリックス)が支配的な要因となると考えられる。本研究で用いた供試体はセメント添加率が一定であるためマトリックスの強度特性は一定であると考えられるため、乾燥密度や間隙比(空隙率)が気泡セメント改良土としての力学的な特性を支配すると考えられた。そのため本論文では、

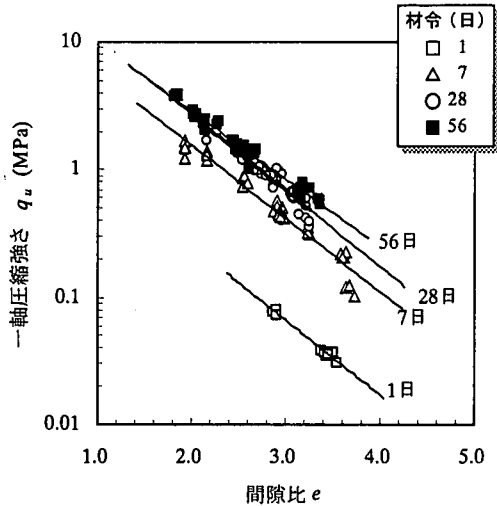


図-1 一軸圧縮強さと間隙比の関係

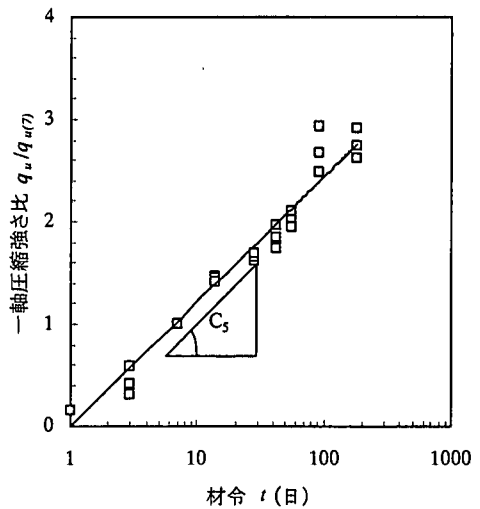


図-2 一軸圧縮強さと材令の関係

間隙比を一つの重要な因子として扱っている。

また、飽和度も土の状態を知る上で重要な因子であるが、これらを算出するためにはマトリックスの密度を知ることが必要である。気泡セメント改良土は、気泡を包含したセメント安定処理土であるため、通常の土粒子密度試験ではばらつきが大きく正確な値を求めることは困難であったため、以下の方法で求めた。

セメント安定処理土の密度は土粒子の密度とセメントの密度を混合質量比で比例配分して求めたものである。ただし、セメント粒子と土粒子は物理的な単なる混合でなく化学反応を伴うものであるため本研究ではセメント粒子が水和反応によって密度変化を起こすが土粒子密度は変化しないと仮定した。水和セメント粒子の密度に関しては、①硬化したセメントペーストの密度は $2.5 \sim 2.7 \text{ g/cm}^3$ である²⁰⁾、②完全に水和にいたるまでにセメント重量の 25%の水と結合し、さらにゲル水として 15%の水と結合する²¹⁾、③セメントスラリーではセメントの水和反応によってセメント質量の 20%相当の水が消費される²²⁾、などさまざまな見解があるが、ここでは③を採用し、更に消費された水がそのままセメント粒子と結合したとみなして、式(2)によりセメント水和体の密度を 2.32 g/cm^3 と見積もった。これをもとにマトリックスの密度を算出した上で通常の方法で間隙比、飽和度を算出した。

水和セメントの密度

$$\begin{aligned}
 & \frac{\text{セメント粒子の質量} + \text{水和水の水の質量}}{\text{セメント粒子の体積} + \text{水和水の水の体積}} \\
 &= \frac{1.0 + 0.2}{1.0/3.15 + 0.2/1.0} = 2.32 \text{ (g/cm}^3\text{)} \quad (2)
 \end{aligned}$$

4. 一軸圧縮特性

(1) 試験方法

セメント系の固化材による改良土の力学特性は材令によって変化するうえ、気泡セメント改良土については気泡の混合量によっても変化する。一軸圧縮試験の結果はこれまでに述べたように実務での設計における力学定数として利用されている。そこで、後述の三軸圧縮試験結果を考察する際のひとつの指標としてこれを用いることを考慮して、湿潤密度 $0.9 \sim 1.5 \text{ g/cm}^3$ 、材令 1, 3, 7, 28, 42, 56, 112, 156 日の供試体に対して JISA 1216 に準じて一軸圧縮試験を行った。このときの軸ひずみ速度は $1\%/\text{min}$ とした。

(2) 強度・変形特性

著者らはこれまでに気泡セメント改良土の一軸圧縮強さ q_u が、同一材令、同一セメント添加率において、間隙比 e の増加とともに指数関数的に減少し、式(3)に示す関係が成り立つ^{18),23)}ことを提案している。

$$q_u = C_1 \cdot \exp(-C_2 \cdot e) \quad (3)$$

但し、 C_1 、 C_2 は土の種類、セメント添加率、材令によって変化する定数である。今回の試験ではセメント添加率は一定であるため、材令 1, 7, 28, 56 日における一軸圧縮強さと間隙比の関係を示すと図-1 のようになり、それぞれの材令において式(3)の関係が成り立っていることが確認された。つまり、図-1 のデータから、材令毎に式(3)の定数 C_1 、 C_2 を求めることで、それぞれの材令における任意の間隙比を有する気

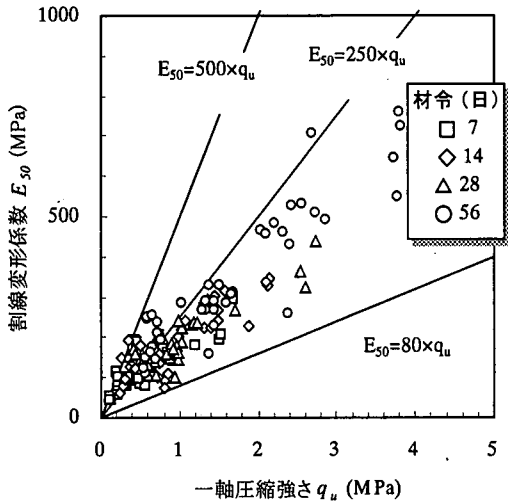


図-3 割線変形係数と一軸圧縮強さの関係

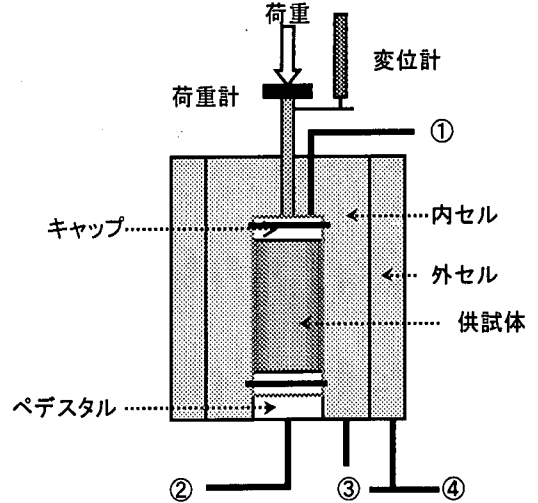


図-4 三軸室の概要

泡セメント改良土の一軸圧縮強さを算出することが可能になった。

また、セメント系固化材を用いた場合の一軸圧縮強さは、材令 t の対数に比例して増加し、式(4)に示す関係が成り立つ^{19,23,29}とされている。

$$q_u = C_3 \cdot \ln(t) + C_4 \quad (4)$$

但し、 C_3 、 C_4 は定数である。各材令における一軸圧縮強さは、式(3)に間隙比を代入して求め、この一軸圧縮強さ q_u を材令 7 日の一軸圧縮強さ $q_{u(7)}$ で除し $q_u/q_{u(7)}$ を算出し、材令との関係を示すと図-2 のようになる。この関係は式(5)のような対数関係で示され、任意の材令、間隙比に相当する一軸圧縮強さが求められることができる。

$$q_u = \{C_5 \cdot \ln(t) + C_6\} \cdot q_{u(7)} \quad (5)$$

但し、 C_5 、 C_6 は定数である。本論文では、 $q_{u(7)}$ を求めるために式(3)で用いるパラメータとして $C_7=21.7$ 、 $C_2=-1.32$ 、式(5)で用いるパラメータとして $C_5=0.530$ 、 $C_6=-0.003$ を得た。この定数を用いて、後の三軸圧縮試験で用いた供試体の一軸圧縮強さを推定した。

一軸圧縮試験による変形特性は、割線変形係数 E_{50} で評価することが一般的である。割線変形係数は一軸圧縮強さと関連づけられていることが多く、セメント系の安定処理土では $E_{50}=(80\sim 220)q_u$ ²⁹ や $E_{50}=640q_u$ ²⁹ などという報告がある。気泡セメント改良土では図-3 のように $E_{50}=(80\sim 500)q_u$ 程度とばらつきは大きいものの、セメント系の安定処理土とほぼ

同等の関係があり、材令の影響は見られなかった。

5. 三軸圧縮特性

(1) 試験方法

a) 三軸圧縮試験装置の概要

用いた三軸室は図-4 に示すような内・外の二重セルを有する構造である。不飽和土三軸圧縮試験では間隙水圧、間隙空気圧の両方を測定あるいは制御する必要があるため、①で制御された空気圧をキャップから撥水性のメンブレンを介して背気圧として供試体と与え、ペDESTALからはセラミックディスク(A.E.V.=196kPa)を介して②で間隙水圧の測定及び背水圧を与えることが出来る機構になっている。供試体の体積変化量は水を満たした二重セルの内セルに入出入りする水の量を質量の変化として③に設置したロードセルより測定することで求めることができる。

飽和土三軸圧縮試験ではキャップ、ペDESTALともにポーラスストーンを介して間隙水圧の測定、制御を行うことが出来るものである。圧密時の体積変化量は①と②を通じて排出される水の質量を測定することで求めることができる。

b) 不飽和供試体の圧密排気・非排水試験方法

不飽和供試体におけるこの方法は、飽和供試体における圧密非排水条件と対応している²⁹とともに、一軸圧縮試験での圧密排気・非排水条件と等しいと考えることが出来る。まず、自然状態で気泡セメント改良土が地下水水位以下にある場合を想定して②から①に向かって通水した。流入・流出量を測定し、これらが定常状態に達したところで通水を終了した。その後①より背空気圧として 50kPa を与え、②で間隙水

表-2 供試体の概要

ケース	試験条件	材令 (日)	湿潤密度		間隙比 ¹⁾		一軸圧縮強さ ²⁾		飽和度 ³⁾		圧密圧力		過圧密比
			ρ_t	e	e'	q_u	S_r	S_r'	σ_c'	σ_c'/q_u	OCR ^{*4)}		
			g/cm ³			MPa	%	%	kPa				
I	排気・非排水	35	1.14	2.67	2.55	1.20	59	69	50	0.04	29		
	排気・非排水	35	1.12	2.74	2.54	1.10	58	72	100	0.09	13		
	排気・非排水	38	1.11	2.79	2.65	1.05	57	76	150	0.14	8		
	排気・非排水	35	1.13	2.71	2.46	1.14	58	76	200	0.18	7		
II	非排水	64	1.02	3.14	3.13	0.76	51	100	30	0.04	30		
	非排水	64	1.02	3.17	3.12	0.73	50	97	60	0.08	15		
	非排水	69	1.02	3.16	3.08	0.75	51	100	90	0.12	10		
	非排水	76	1.02	3.14	3.09	0.79	51	99	120	0.15	8		
	非排水	72	1.01	3.18	3.10	0.74	50	98	150	0.20	6		
III	非排水	73	1.21	2.49	2.47	1.83	61	86	30	0.02	73		
	非排水	80	1.21	2.51	2.49	1.82	64	100	60	0.03	36		
	非排水	83	1.21	2.50	2.44	1.87	64	100	90	0.05	25		
	非排水	78	1.21	2.51	2.46	1.83	64	99	120	0.07	18		
	非排水	62	1.21	2.51	2.46	1.72	64	97	150	0.09	14		
IV	非排水	58	1.40	2.03	2.02	3.18	78	92	30	0.01	127		
	非排水	76	1.38	2.06	2.05	3.27	77	100	60	0.02	65		
	非排水	75	1.38	2.06	2.04	3.27	78	100	90	0.03	44		
	非排水	77	1.38	2.08	2.07	3.22	77	100	120	0.04	32		
	非排水	79	1.39	2.05	2.02	3.36	78	100	150	0.04	27		

- 1) 間隙比 e は初期のもの、 e' は圧密後のものを示す。
- 2) 一軸圧縮強さは式(4)と初期間隙比、材令より算出
- 3) 飽和度 S_r は初期のもの、 S_r' は圧密前のもの
- 4) $OCR^* = 1.2 / (\sigma_c' / q_u)$

圧を測定した。この間隙水圧が一定となった後、有効圧密圧力として σ_c' を与え排気・排水状態で 1 次圧密が終了するまで圧密した。圧密終了後は非排水状態にし軸圧縮速度 0.05%/min で軸ひずみが 15% に達するまで圧縮した。軸圧縮中は軸変位、荷重、体積変化量、間隙水圧を測定した。

c) 飽和供試体の圧密非排水試験方法

供試体は b) で行った通水や背圧を与えるだけでは飽和しなかったため、以下の方法で強制的に飽和させた。あらかじめ供試体を脱気水の中に浸潤させ飽和度を高めた後、三軸室にセットし二重負圧法²⁸⁾によって供試体内部に負圧を与えたまま水頭差をつけて、ペDESTAL からキャップに向かって脱気水を通水した。この作業を十分に行った後、背水圧として 200kPa になるまで段階的に与えた。飽和の確認は式(6)から得られる Skempton の間隙圧係数²⁹⁾の B 値によって行った。

$$\Delta u = \frac{1}{n(K_w/K_s)+1} \left\{ \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right\} \quad (6)$$

$$= B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

ただし、 K_s は土の骨格構造の体積圧縮係数、 K_w は間隙流体の体積圧縮係数、 n は間隙率、 A 、 B は Skempton の間隙圧係数である。

等方圧下では $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 = 0$ であるから $\Delta \sigma_3$ 、 Δu を測定することで B 値が求められる。このような安定処理土の場合でも B 値が適用できることは寺師ら¹⁰⁾によって報告されている。

B 値 > 0.95 によって飽和を確認した後、所定の有効圧密圧力 σ_c' を与え圧密した。一次圧密終了後、非排水状態とし軸圧縮速度 0.05%/min で軸ひずみが 15% に達するまで圧縮した。軸圧縮中は軸変位、荷重、間隙水圧を測定した。

d) 試験ケースと供試体の概要

表-2 に示す I~IV のケースで試験を行った。I は不飽和供試体に対する圧密排気・非排水試験であり、II~IV は飽和供試体に対する圧密非排水試験である。湿潤密度 ρ_t は初期状態のものであり、この湿潤密度は混入した気泡量の違いによって変化する。間隙比 e 、飽和度 S_r は 3.(2) で示した方法で計算した。有効圧密圧力 σ_c' の範囲については、気泡軽土が一般に浅層地盤に用いられることから 200kPa 以下の範囲で設定した。後に示す試験結果の図中では、'I-150' のように '試験ケース-有効圧密圧力' の組み合わせで表示した。

ケースによって間隙比(湿潤密度)、材令は異なるものを用いているが、同じケースでは間隙比、材令ともにほぼ一定のものを用いた。材令、間隙比の違いを表す供試体の強度指標として一軸圧縮強さ q_u を用い、正規化有効圧密圧力として σ_c' / q_u を求めここに示した。現状では水中打設の場合改良

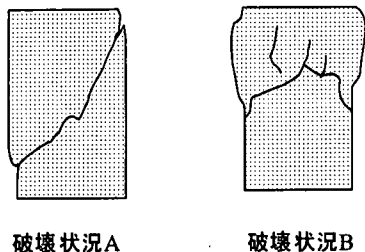


図-5 供試体の破壊状況

深さの上限は10m程度、改良地盤の下限強度が $q_u=200\text{kPa}$ 程度であることを考慮し、改良地盤の密度が 1.2g/cm^3 であると仮定すると、水面下にある場合には有効土被り圧は約 20kPa である。これを σ'_c とみなすと $\sigma'_c/q_u=0.1$ であり、今回の試験範囲は現状を満足している。セメント安定処理土や気泡セメント改良土の圧密降伏応力 p_c は、 $1.2\sim 1.3 q_u$ であることから正規化有効圧密圧力と過圧密比 OCR との関係は、 $\sigma'_c/q_u=(1.2\sim 1.3)/OCR$ と表すことができる。そこで $\sigma'_c/q_u=1.2$ と仮定して式(7)を用いて過圧密比 OCR^* を算出し、表-2に示した。

$$OCR^* = \frac{1.2}{\sigma'_c/q_u} \quad (7)$$

OCR^* の値から今回の試験ケースは全て過圧密領域の試験であると判断された。

試験後の供試体の破壊状況は図-5に示す2種類に大別された。「破壊状況 A」は明確なせん断斜面斜めに出現する形状であり、「破壊状況 B」は上部に亀裂が発生しているが下部はほとんど変化していないというものであった。試験ケースとの関連は後で述べることにする。

(2) 圧密排気・非排水せん断挙動

表-2のケース I の試験である。初期の飽和度 S_r は $57\sim 59\%$ であった。写真-1の断面では気泡の独立性が高く見えたため、飽和度の変化は少ないと考えられたが通水によって飽和度 S_r は $69\sim 79\%$ まで上昇した。これは、供試体表面は比較的水が侵入しやすいことや、内部も独立気泡ばかりではなく、微小な気泡を介して連続している部分があることを示唆しているものと考えられた。

圧密を開始するとその初期(概ね開始から1分以内)に大半の圧縮が起こり、その後徐々に排水された。これは、供試体が不飽和であるために、圧密を開始すると、即時的に空気の圧縮が起こるが、その後徐々に内部空気圧の開放に伴って排水が起こるためであると考えられた。通常の方法で圧

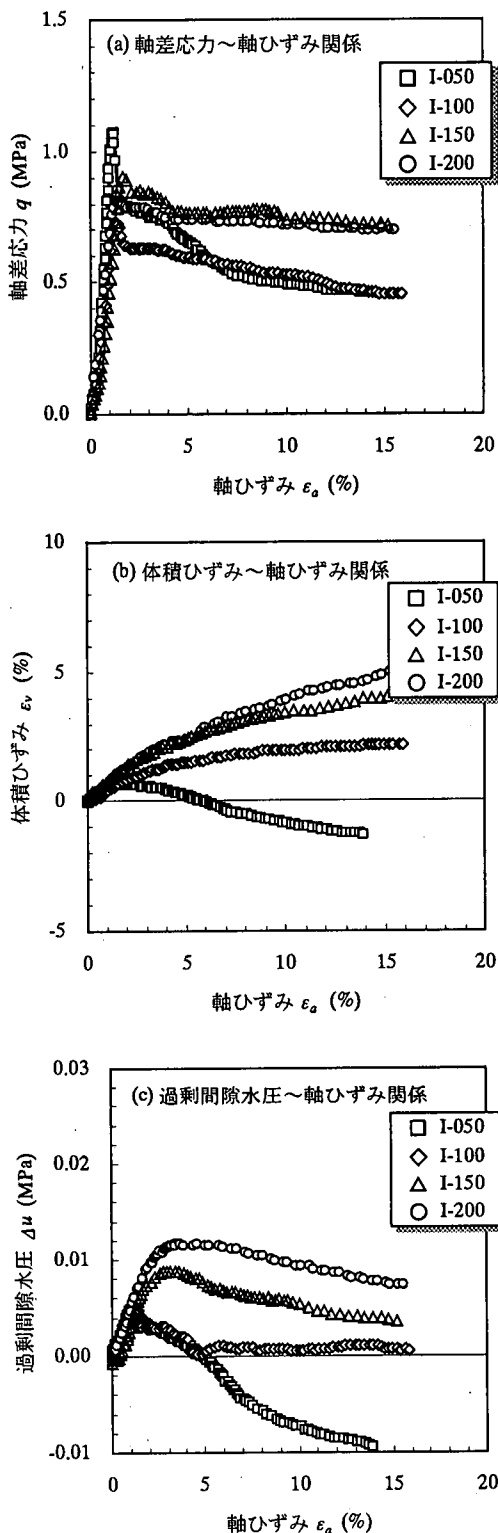


図-6 圧密排気・非排水せん断挙動

密終了を決定すると数分で圧密が完了したことになるが、上記理由により、後に示す飽和供試体の圧密終了に準じて120分を圧密終了時刻とした。有効圧密圧力が一軸圧縮強さに比較して十分小さく過圧密的な状態であったため、圧密量は非常に小さな値であった。

有効圧密圧力 $\sigma'_c=50, 100, 150, 200\text{kPa}$ における軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係を図-6(a)に示す。ピークの軸差応力 q_{peak} はばらつきが大きく有効圧密圧力の違いは明確に見られなかった。この時の軸ひずみを $\epsilon_{a, peak}$ とすると、 $\epsilon_a > \epsilon_{a, peak}$ では軸差応力が低下し、その程度は有効圧密圧力が小さいものほど大きい傾向を示している。供試体の破壊状況は全ての有効圧密圧力に対して図-5の「破壊状況 B」のような結果となった。この形態は、山内・浜田による気泡セメントの破壊形態と類似している。 $\epsilon_a < \epsilon_{a, peak}$ ではセメントの化学的結合力による粘着成分が卓越しており有効側圧 $\sigma'_3 = \sigma'_c - \Delta u$ の影響が小さいものの、 $\epsilon_{a, peak}$ でその組織の一部が破壊されることで粘着成分が減少し、摩擦成分(内部摩擦角)の影響が見られるようになる。そのため $\epsilon_a > \epsilon_{a, peak}$ では有効側圧の影響を受けているものと考えられる。

図-6(b)は軸ひずみ ϵ_a と体積ひずみ ϵ_v の関係を示したものであり、体積ひずみは圧縮側を正としている。 $\epsilon_a < 2\%$ では有効圧密圧力の違いは明確でなく、全ての場面で圧縮側の挙動を示している。しかし、 $\epsilon_a > 2\%$ ではI-050では膨張に転じているがI-100ではほとんど一定であり、I-150やI-200ではそのまま収縮が進行するなど有効圧密圧力による違いが見られた。過圧密粘土は過圧密比が高いほど正のダイレイタンスーが強くなる傾向にあり、気泡セメント改良土も同様の傾向を示したといえる。OCR'の値から判断するとI-150やI-200でも過圧密状態であるが、その割に大きく圧縮傾向にある。この現象は気泡セメント改良土の間隙が大きいためセメントの化学反応によって得られたマトリクスが破壊されると比較的小さな有効側圧に対してもその間隙を維持できないためであると考えられる。

図-6(c)にみられる過剰間隙水圧の挙動においても軸差応力や体積ひずみと同様に $\epsilon_a > 2\%$ で有効側圧の影響が見られる。しかし、その挙動は体積ひずみのそれと若干異なり、軸ひずみ3%付近からI-150, I-200については供試体が圧縮傾向のまま推移しているのにも関わらず過剰間隙水圧が減少している。この挙動は以下のようなメカニズムで説明できると考えられる。軸ひずみが小さく軸差応力がピーク値を示す以前では、供試体の変形は土とセメントからなるマトリクスの変形に依存しており、体積変化と同様に負のダイレイタンスーを示している。しかし、軸差応力がピーク値を超えた状態ではマトリクスが部分的に破壊され、それまで独立であった空隙の一部では他の連続間隙とつながることで間隙水が流入し、間隙水圧が低下したものと考えられ、気泡セメント改良土特有の現象であると考えられる。このように圧密排気・非排水試験では体積変化量が間隙水圧の変化量に

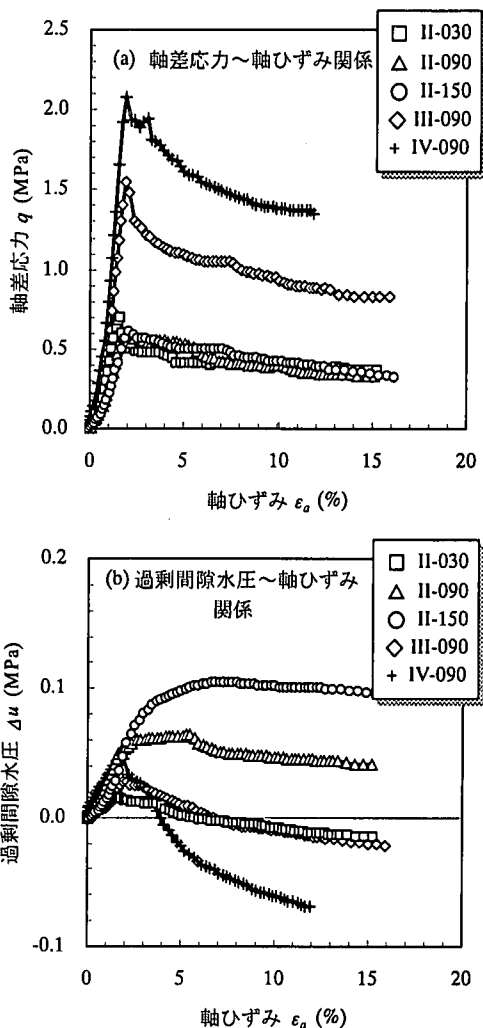


図-7 圧密非排水せん断挙動

対し卓越しており排水試験に近い挙動を示している。

(3) 圧密非排水せん断挙動

二重負圧法を用い背水圧を与えることによって、いずれの供試体においても B 値 >0.95 を満足し、計算上の飽和度 S'_v もIII-030を除きほぼ100%となった。圧密を開始すると30～60分程度で一次圧密が概ね終了し、圧密排気・非排水試験のもの比べて長時間を要した。そのため圧密時間は120分と定めた。有効圧密圧力が一軸圧縮強さに比較して十分小さく過圧密比が高い状態であったため、圧密量は非常に小さな値であり表-2に示すように圧密後の間隙比 e' は圧密前の間隙比 e と比較してほとんど変化しなかった。

図-7(a)、図-7(b)では、湿潤密度 ρ_s が等しく($\rho_s = 1.2\text{g/cm}^3$)、有効圧密圧力 σ'_c が異なる($\sigma'_c = 30, 90, 150\text{kPa}$)3種類の供試

体の結果と湿潤密度が異なり($\rho_s = 1.0, 1.2, 1.4 \text{g/cm}^3$), 有効圧密圧力等しいケース($\alpha_c' = 90 \text{kPa}$)のものを示している。

軸差応力~軸ひずみ関係について比較すると, 配合が等しく有効圧密圧力が異なる場合(II-030, II-090, II-150)には, 大きな差が見られないが, 有効圧密圧力が等しく間隙比が異なる場合(II-090, III-090, IV-090)には, 間隙比が小さいものほどピークの軸差応力や軸ひずみが小さい時点での軸差応力の増分($\Delta q / \Delta \varepsilon_v$)が大きいことがわかる。セメント添加率や材令が等しい場合には, 間隙比が大きくなるほど一軸圧縮強さが小さくなることから, 一軸圧縮特性と同様の傾向を示した。しかし, ピーク軸差応力時の軸ひずみはケースによらずほぼ一定であった。

過剰間隙水圧の挙動については, 同じ配合(ケース II)であっても有効圧密圧力の影響が見られる。II-030 では軸ひずみが小さい時点では若干の過剰間隙水圧が発生しているものの, $\varepsilon_v > 5\%$ では間隙水圧が負の値を示している。これに対して II-150 では $\varepsilon_v = 5\%$ まで徐々に過剰間隙水圧が上昇し, その後はほぼ一定となっている。

ケースの違いに着目すると, 間隙比が小さいものほど(一軸圧縮強さが大きいものほど)過圧密比が高い粘土の挙動に似た傾向を示していることがわかる。また, α_c' / q_u の値が近いII-030とIII-090では, その挙動は類似していることから α_c' / q_u は相対的な有効圧密圧力を示すひとつの指標であることが再確認された。

Skemptonの間隙圧係数 A は式(6)で求められ, 土の種類や応力履歴, せん断ひずみの大きさによって変化するといわれている。破壊時の間隙圧係数 A_f は正規圧密粘土に対して $A_f = 0.7 \sim 1.3$, 過圧密粘土に対して $A_f = 0.3 \sim 0.7$, 超過圧密粘土の場合 $A_f = 0 \sim 0.5$ と過圧密の程度が進むにつれて A_f が減じるといわれている³⁰⁾。図-8 に式(7)で得られた過圧密比 OCR^* とピーク軸差応力時の間隙圧係数 A_{peak} との関係を示した。 A_{peak} は OCR^* の増大するに従って減少するという, 粘土と同様の傾向を示しており, ケースの違いに依存しない一義的な関係が得られた。この A_{peak} の範囲からも今回の実験の有効圧密圧力は範囲は過圧密~著しく過圧密された状態の範囲であることも明らかになった。

飽和供試体の非排水試験では, 供試体の体積が一定であるため過剰間隙水圧の変化は不飽和供試体の圧密排気・非排水試験のものに比べて顕著である。しかし, マトリックスの強度が有効圧密圧力に比べ大きいため過剰間隙水圧は有効圧密圧力に比べ非常に小さな値となっている。破壊状況はいずれの場合も図-5 で示す A のように明確なせん断面が現れる形状となり不飽和供試体のものと異なる結果となった。

このように非排水試験でも供試体が飽和か不飽和であるかによって過剰間隙水圧, 体積ひずみなどに違いが見られるため, 現地の飽和度を考慮して行うのが最もよい方法であると考えられる。破壊状況から判断すると飽和供試体による

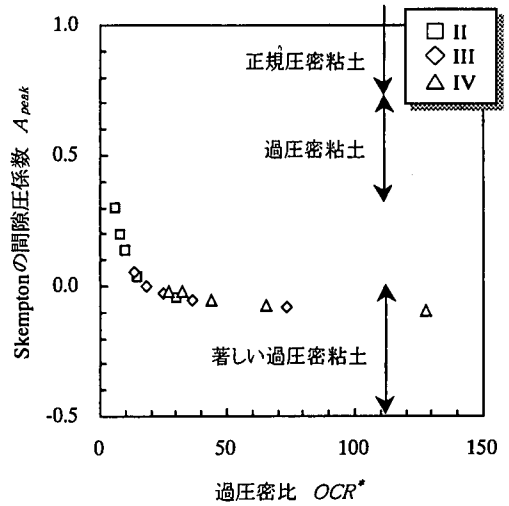


図-8 ピーク軸差応力時の Skempton の間隙圧係数

試験が適切であったと考えられるが, 強度・変形特性に対して飽和度の影響が小さければ実務的に問題がないと考えられる。そこで, 次節ではこれまでの試験結果をもとに, 非排水せん断強さ・変形特性を有効応力で整理した場合の飽和度, 間隙比や一軸圧縮強さの影響について考察するものとする。

(4)非排水せん断強さ・変形特性

不飽和土の有効応力は式(1)で表され, χ を決定する必要がある。 χ は土の種類, 飽和度によって変化するパラメータであり, ケース I の飽和度は 70%程度であることから, $\chi = 0.7 \sim 1.0$ と推定された³⁰⁾。ここでは単純に $\chi = 1$ において有効応力を求めたが, $\Delta u_w = 0$ のため $\chi = 0$ としてもほとんど違いはなかった。

図-9(a)にピーク軸差応力 q_{peak} とそのときの有効側圧 σ_3' の関係を白抜き記号で示した。ピーク軸差応力はばらつきが大きいものの, I~IV のそれぞれのケース内では有効側圧によらずほぼ一定の値であることがわかる。I~IV はセメント添加率が一定であるためピーク軸差応力の違いは間隙比や材令の違いによるものであり, これらを反映した指標としては一軸圧縮強さを用いることができることは図-1, 式(3)~式(5)で既に示した通りである。このことより, 実際には有効側圧の依存性が無い(内部摩擦角 $\phi_{in} = 0$)ものとして非排水せん断強さは $\tau_u = c_u$ とみなして良さそうである。2章で示した山内・浜田⁷⁾の「有効拘束圧の増加に伴い, 軸差応力が減少する」現象は, 間隙比 $e = 7.3$ の供試体に対してみられ, 「拘束圧の増加とともに軸差応力も増加する」とした矢島・丸尾・小川⁹⁾の供試体 $e = 2.2 \sim 2.3$ や本研究の $e = 2.0 \sim 3.2$ に比較して間隙比が非常に大きいことや土材料を含まないことが一因であると考えられる。また, q_{peak} 時の軸ひずみ ε_{peak} に着目し

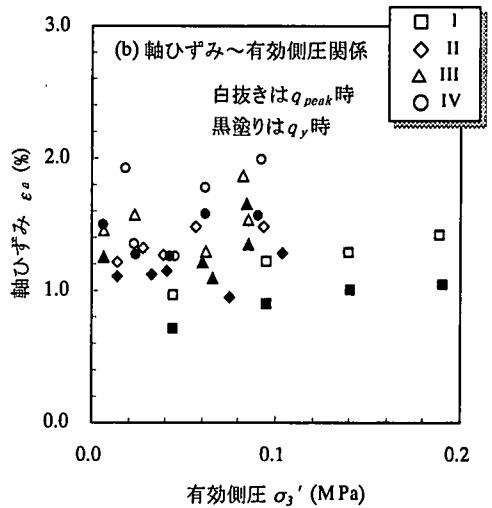
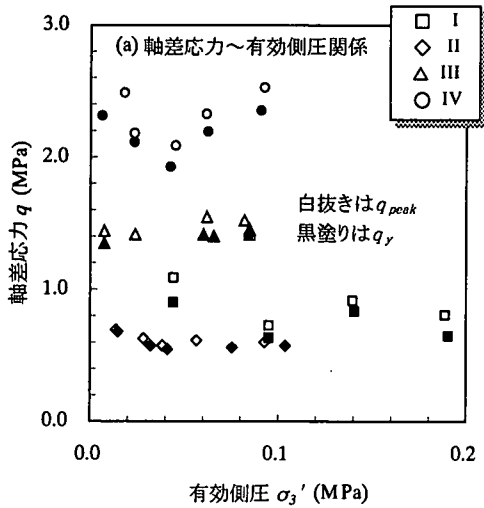


図-9 ピーク時、降伏時の軸差応力～軸ひずみ～有効側圧関係

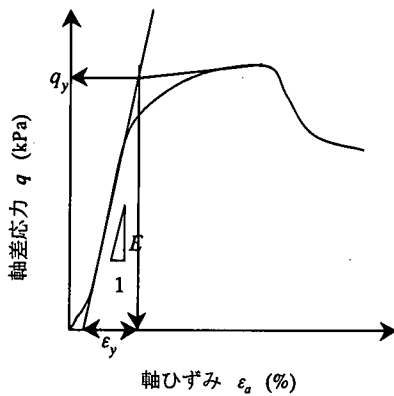


図-10 降伏応力の決定法

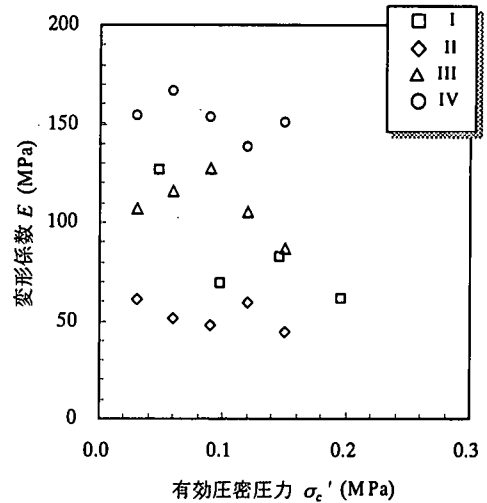


図-11 変形係数と有効圧密圧力の関係

たものが図-9(b)の白抜き記号である。ε_{peak}は供試体の密度、有効側圧によらずいずれもほぼ1～2%の範囲で一定であった。

セメント系の固化材を用いて改良した地盤の設計を行う場合、簡易的に地盤を弾性体とみなす場合がある。この場合、破壊応力やピーク軸差応力よりむしろ、降伏応力 q_y やそのときの軸ひずみ ϵ_y 、変形係数 $E=q_y/\epsilon_y$ が重要になる。ここで、 q_y と ϵ_y は図-10に示すように軸差応力～軸ひずみ曲線の初期とピーク直前においてそれぞれ接線を引きその交点として求めた。この図のように応力～ひずみ曲線において初期変曲点が見られる場合には修正原点をとっており、 ϵ_y はそれを考慮して求めている。 q_y を図-9(a)に、 ϵ_y を図-9(b)にそれぞ

れ黒塗り記号で示したところ、ピーク軸差応力時のもの(白抜き記号)と比較しても大きな差がなく、今回の試験の有効側圧レベルではピーク軸差応力付近まで降伏していないことがわかる。そのため、変形係数は割線変形係数 E_{90} と一致した。

変形係数と有効圧密圧力 σ_c' との関係を示したのが図-11である。I～IVのいずれも有効圧密圧力の増加に従って変形係数は横ばいか若干減少傾向を示している。この気泡セメント改良土のように多量のセメントを含む場合は一般の土質材料のような圧密効果は見られず、むしろ有効圧密圧力によってセメンテーションが損なわれる傾向が表れているといえる。この中で特にケース I の変形係数の低下が顕著で

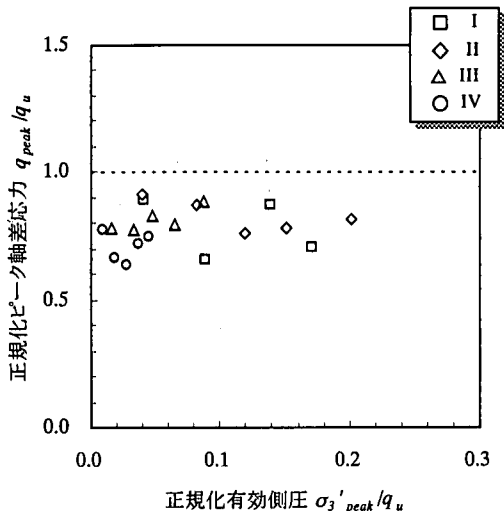


図-12 一軸圧縮強さで正規化されたピーク軸差応力

あるが、このケースIは不飽和であるため圧縮中にも体積が変化することが影響していると考えられる。

このように、気泡セメント改良土の強度・変形特性は有効側圧の影響が少ないが、今回試験に用いた気泡セメント改良土の強度が有効圧密圧力に対して十分大きく($\alpha_c' / q_u < 0.2$) 過圧密比が高いことに原因があると考えられる。

ここまで何度も述べたように現状では改良土の判定をしたり、安定処理地盤の安定性を評価する場合に一軸圧縮強さ q_u がよく用いられている。一軸圧縮強さは間隙比と相関性が高いため、ピーク軸差応力、有効圧密圧力、有効側圧、変形係数を一軸圧縮強さで除すことで正規化し、強度・変形特性を検討することにした。また、ケースIとII~IVでは材令にも若干の違いがありその影響が考えられるが一軸圧縮強さを用いることでこれも考慮できるものと考えた。

図-12には一軸圧縮強さで正規化された $\alpha_3' / q_u \sim q_{peak} / q_u$ 関係、すなわち $\alpha_3' / q_u \sim q_{peak} / q_u$ 関係を示している。ケースの違いによらず $0.6 < q_{peak} / q_u < 1.0$ となりI~IVの間には明確な差が見られず供試体の密度、飽和度や材令の違いによらずピーク軸差応力は一軸圧縮強さと関連が強いことがわかった。しかし、 $q_{peak} / q_u < 1.0$ であることやばらつきも大きいことから $c_u = q_u / 2$ として非排水せん断強さを求めては危険側の設計になることになる。

変形係数 E を q_u で正規化したものについて図-13に示す。有効側圧の増加によって変形係数は減少気味の傾向を示し、ケース間でも傾向が異なっている。一軸圧縮試験では $E_{50} / q_u = 80 \sim 500$ であり、 $q_{peak} / q_u = 0.6 \sim 1.0$ であることから $E / q_u = 40 \sim 500$ の範囲が予測された。実際には $E / q_u = 30 \sim 80$ でありほぼ予想範囲ながら小さい範囲に偏っている。これは、変形係数のほうが圧縮強さよりも有効圧密圧力に対して敏感な因子であるためであると考えられ、この原因としては、

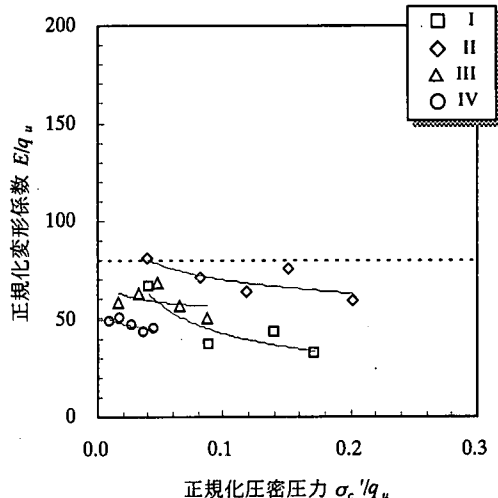


図-13 一軸圧縮強さで正規化された変形係数

①拘束圧の影響、②通水、飽和作業による供試体の乱れの影響、③圧縮速度の違いなどが考えられるが明確にすることは出来なかった。

非排水試験を飽和供試体、不飽和供試体のいずれを用いて行うかについては、力学特性を一軸圧縮強さと有効応力で整理するとピーク軸差応力に違いが見られないことから、 α_c の決定や試験法が煩雑な不飽和供試体よりも飽和供試体を用いたほうが便利である。しかし、変形特性においては不飽和供試体の試験のほうが適切であると考えられる。

6. 結論

浚渫土(シルト質砂)を原料土とした飽和度、間隙比の異なる気泡セメント改良土において、非排水せん断特性を検討した。実際に想定される圧密圧力の範囲を考慮して有効圧密圧力 α_c' と一軸圧縮強さ q_u の比 α_c' / q_u が $0.01 \sim 0.20$ の範囲で三軸圧縮試験を行うとともに一軸圧縮特性との関連性を検討した結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 一軸圧縮強さ q_u は間隙比の増加にしたがって指数関数的に減少し、材令の増加にしたがって対数関数的に増加する。割線変形係数 E_{50} は一軸圧縮強さと線形関係にあり、その比 E_{50} / q_u はセメント系の安定処理土と同等である。
- 2) 不飽和供試体に対する圧密排気・非排水せん断試験において、軸差応力～軸ひずみ関係には有効側圧の影響は見られないが、体積ひずみ、過剰間隙水圧の挙動については有効側圧の影響が見られた。しかし、過剰間隙水圧の値は無視できる程度であり、排水試験の挙動に近い状態を示す。
- 3) 飽和供試体に対する圧密非排水せん断特性において、

- 軸差応力～軸ひずみ関係は供試体の一軸圧縮強さの違いが支配的であり、過剰間隙水圧の挙動においては、正規化有効圧密圧力(σ'_c/q_w)に支配される。
- 4) ピーク軸差応力は有効側圧に依存せず、その値は一軸圧縮強さが大きいほど大きいことがわかった。ピーク軸差応力時の軸ひずみは間隙比や有効圧密圧力とは無関係に1～2%であった。降伏応力はピーク軸差応力とほぼ同レベルであり、ピーク軸差応力の近くまで比較的弾性的な挙動を示す。
 - 5) 一軸圧縮強さでピーク軸差応力、変形係数の正規化を試みたところ、ピーク軸差応力については材令、飽和度や間隙比の違いは無視して一義的な関係が得られたが、変形係数については若干の違いが見られた。また、ピーク軸差応力、変形係数とも一軸圧縮試験のものに比べると小さくばらつきも大きい値であることから、一軸圧縮試験によって設計値を求める場合には注意を要する。
 - 6) 非排水せん断強さを知る場合には飽和供試体を用いたほうが結果の評価が容易であるなどのメリットがあるが、変形特性を知るためには不飽和供試体を用いた試験のほうが適切である。

本研究ではセメント添加率が一定の条件の気泡セメント改良土についてのみの結果を示したに過ぎず、気泡セメント改良土の一般的な性質を知るためには更にさまざまな配合の供試体や条件における研究が望まれる。

謝辞：本研究は熊本大学、㈱双葉工務店、日本舗道㈱の共同研究の一環として行われたものの一部であり、ここに関係各位に謝意を表します。また、試験にあたり一貫して協力を頂いた熊本大学工学部の丸山繁技術専門職員、熊本大学工学部地盤環境研究室卒業生の平野智志君、内丸由加里さんに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 森範行, 草刈太一, 佐藤常雄, 桑原正彦: 気泡混合補強土工法, 基礎工, pp.28-36, 1994. 10.
- 2) 中瀬明男: 一軸圧縮試験の過去点描, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.1-9, 1996.
- 3) 矢島寿一, 丸尾茂樹, 小川正二: 気泡を混入した不飽和軽量土の破壊基準, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.199-207, 1995. 3.
- 4) Suzuki, A., Kitazono, Y., Maruyama, S., Hayashi, Y., Yang, J.: On the influence of Ca^{2+} leached out of the light weight stabilized soils, First International Congress on Environmental Geotechnics, pp.65-70, 1994.
- 5) Bishop, A.W. and Bjerrum, L.: The relevance of the triaxial test to the solution stability problems, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.437-501, 1960.
- 6) 不飽和土編集委員会 編: ジオテクノート⑤ 不飽和土, (社)地盤工学会, pp.9-13, 1993. 10.
- 7) 山内豊聡, 浜田英治: 軽量盛土材としての気泡セメントの力学的特性と降伏基準に関する一考察, 土木学会論文集, pp.283-290, 1989.
- 8) 矢島寿一, 丸尾茂樹, 小川正二: 気泡を混入した軽量土のせん断特性, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.197-205, 1994. 9.
- 9) 矢島寿一, 丸尾茂樹, 小川正二: 飽和軽量土の初期間隙比・一軸圧縮強さと破壊基準の関係, 土木学会論文集, No.554/III-3, pp.251-257, 1996. 12.
- 10) 矢島寿一, 丸尾茂樹, 小川正二: 飽和軽量土のせん断特性への気泡混入率の影響, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.173-180, 1995. 3.
- 11) 小林晃, 岡岡文夫: セメント混合により改良した飽和軟弱粘土の強度変形特性Ⅱ-非排水せん断特性-, 生産研究, 34 巻 8 号, pp.23-26, 1982. 8.
- 12) 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 新留雄二, 本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告, 第19巻第1号, pp.33-62, 1980. 3.
- 13) 建設省土木研究所材料施工部土質研究室 他: 混合補強土の技術開発に関する共同研究報告書①-気泡混合土利用技術マニュアル-, 1997. 3.
- 14) (財)沿岸開発技術研究センター: 港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル, 沿岸開発技術マニュアル, No.3, 1999. 3.
- 15) 日本道路公団: 気泡混合軽量土を用いた軽量盛土工法の設計・施工指針, 1996. 9.
- 16) 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 植田和徳: 軽量混合土に及ぼす養生条件の影響, 港湾技研資料, No.834, 1996.
- 17) 軽量地盤材料の物性評価に関する研究委員会: 軽量地盤材料の物性と適用の現状, (社)地盤工学会, 1998. 7.
- 18) Hayashi, Y., Suzuki, A. and Kitazono, Y.: Effect of soil properties on the improvement with foam and cement milk, Environmental Geotechnics, A. A. Balkema, pp.637-642, 1998.
- 19) 森範行, 三木博史, 伊勢壽, 黒山英伸, 彦坂周男, 面高安志: 各種発生土を利用した気泡混合土の配合試験, 第31回地盤工学研究発表会, pp.2503-2504, 1996. 7.
- 20) 近藤連一: 多孔材料, 技報堂出版, 1978.
- 21) 寺師昌明: 港湾における化学的地盤改良工法, 港湾講演会講演集, pp.63-100, 1977.
- 22) Goto, M.: Study on soil properties affecting the strength of cement treated soils, Grouting and Deep Mixing, pp.339-404, 1997.
- 23) 林泰弘, 鈴木敦己: 気泡セメント改良土の一軸圧縮特性への影響因子, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.353-362, 1999. 12.
- 24) 湯怡新, 土田孝, 竹内大輔, 鏡田昌孝, 西田登: 軽量混合土の三軸圧縮試験結果と考察, 港湾技研資料, No.845, 1996. 9.

- 25) 水野恭男, 苗村康造, 松本淳之介: 深層混合処理工法による山砂の改良試験, 第 23 回土質工学研究発表会, pp.2301-2304, 1988.
- 26) 青木雅路, 丸岡正夫, 幾田悠康: 山留めにおける根切り地盤の壁状改良効果—ソイルセメント改良壁—, 第 22 回土質工学研究発表会, pp.1305-1306, 1987. 6.
- 27) 軽部大蔵, 阿部廣史, 鈴木壽, 畠山正則: 不飽和土の三軸試験における試験方法, 三軸試験方法に関するシンポジウム, pp.125-130, 1991.
- 28) Rad, N. S. and Clough, G. W.: New procedure for saturating sand specimens, Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of ASCE, Vol.110, No.GT9, pp.1205-1218, 1984.
- 29) Skempton, A. W.: The pore-pressure coefficients A and B , Geotechnique, Vol.4, No.4, pp.143-147, 1954.
- 30) 山口柏樹: 土質力学, 技報堂出版, pp.99-103, 1994. 2.
- 31) 川上浩: 不飽和土の強度と変形, 不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム, (社)土質工学会, pp.1-10, 1987. 12.

(2000.3.13 受付)

UNDRAINED SHEAR PROPERTIES OF AIR CEMENT TREATED SOIL

Yasuhiro HAYASHI and Atsumi SUZUKI

The unconfined compression strength has been an important index for the design of air cement treated ground. In this paper, undrained shear behaviors of air cement treated soils were cleared out for the soil with different void ratios and degree of saturation in a consolidation pressure range of actually assumed in a field. It was proved that the shear strength depended on the void ratio and the confining pressure affected the volumetric strain and excess pore pressure behaviors. The unconfined compression properties were useful indices to assume the strength for the soils with different void ratio. However, the values by the unconfined compression test were larger than that by the triaxial compression test, that needs some care in the design.