



<原著>廃棄発泡プラスチック破砕片混合土の非排水せん断特性

著者	木全 卓, 桑原 孝雄, 工藤 庸介, 藤重 真紗子
引用	大阪府立大学大学院農学生命科学研究科学術報告. 2001, 53, p.15-21
URL	http://doi.org/10.24729/00009681

廃棄発泡プラスチック破砕片混合土の非排水せん断特性

木全 卓・桑原孝雄・工藤庸介・藤重真紗子

(大阪府立大学大学院農学生命科学研究科環境開発工学研究室)

Undrained Shear Characteristics of Crushed Expanded Plastic Wastes Mixed Soil

Takashi KIMATA, Takao KUWABARA, Yosuke KUDO and Masako FUJISHIGE

(Laboratory of Environmental Development Engineering, Graduate School
of Agriculture and Biological Sciences, Osaka Prefecture University)

要 旨

廃棄発泡プラスチック破砕片を軽量地盤材料として有効利用することを目的に、これを用いた軽量混合土を作製し、圧密非排水三軸圧縮試験を行うことによりその基本的な力学特性を検討した。その結果、強度特性については、有効応力で考える限り、両者のせん断挙動にはほとんど差が見られず、内部摩擦角などの強度定数も同じであることがわかった。その一方で、変形特性については、混合土の方が土よりもかなり圧縮されやすいことが確認され、その差は、同一荷重による圧密量および間隙水圧が最大値に達するまでの圧縮量で比較すると約2.5倍程度であることがわかった。従って、有効応力のみで考える限りは両者の強度特性に差はないものの、変形量やひずみで破壊を定義する場合には混合土の方がより小さな応力で破壊に達する可能性があるため、実際の設計や施工においては応力とひずみの双方から安定性を検討する必要があることが明らかになった。

キーワード：廃棄発泡プラスチック、軽量混合土、三軸圧縮試験、圧密特性、非排水せん断特性

Abstract

It was intended to make research into the efficient utilization of crushed expanded plastic wastes, by way of light-weight geomaterials. In this study, light-weight mixed soils were made using plastic waste, and a series of consolidated-undrained triaxial compression tests were conducted to investigate the mechanical properties of the soils. As a result, it was clarified that the strength properties such as internal friction angle and effective stress path were almost the same between these soils. On the other hand, deformation properties were quite different from each other. The compressibility under the same consolidation pressure and the axial strain until pore water pressure reaches maximum of the mixed soil was about 2.5 times larger than that of soil alone. Consequently, it was found that the stability should be examined from the both criteria of stress and strain conditions, under actual designing and construction. Because it is possible for the mixed soil to fail more small stress state when the failure is defined from deformation and strain conditions, though the strength parameters obtained from effective stress relation are almost the same between mixed soil and soil alone.

Key Words: Expanded plastic wastes, Light-weight mixed soil, Triaxial compression test, Consolidation properties, Undrained shear properties

緒 言

軟弱地盤における盛土の沈下や擁壁にかかる土圧の大きさなど、土の自重が主な原因となる問題は少なくない。この場合、土の自重を軽減することが沈下量や土圧の大きさを抑制する有効な手段となるが、土を軽量化する方法としては、EPS (Expanded Poly-Styrol) ビーズなどの軽量材料や気泡を混合することが考えられている (山田ら, 1989; 古谷, 1989など)。このような軽量混合土に関する研究はこれまでもいくつかなされており、地盤工学会の「軽量地盤材料の物性評価に関する研究委員会」からは過去10年間の文献調査結果が公表されている (1998)。その一方で、環境問題として資源のリサイクルを考えた場合、この軽量材料として適切に処分された廃棄物がうまく利用できること非常に都合が良い。上述のEPSビーズについても、再生品を用いることによって資源のリサイクルが可能である。しかしながら、一般に土木工事では大量の材料が必要になるため、コスト的にもより有利なものが望まれる。

このような観点から、著者らは、既に再生産物として流通している廃棄発泡プラスチック破砕片を、軽量地盤材料として有効利用する可能性を検討してきた (木全ら, 2000)。これまでも、締め固めた試料について的一面せん断試験と三軸圧縮試験を行い、その基本的な力学特性を明らかにするとともに、簡単な盛土モデルを用いた円弧すべり解析により軽量化の効果を確認した。その結果、破砕片の混合比が増加するとせん断強度は低下するが、軽量化の効果により盛土の安全率の低下はある程度抑えられること、基礎地盤が軟弱な場合には顕著な安全率の増加が期待できること、などが明らかになった。従って、強度特性から判断すれば、この混合土が軽量な地盤材料として十分利用可能であることが示されたものと考えている。

しかしながら、この軽量混合土を用いた盛土などの構造物の設計・解析により厳密な検討を加える場合、変形特性に関する配慮も不可欠となる。いくら力学的に安定であっても、過剰な変形が生じては困る場合も多々考えられる。よって、本研究では、飽和供試体の圧密非排水三軸圧縮試験を行うことにより、この混合土の非排水せん断強度特性に加えて変形特性についても検討する。具体的には、まず、この試験の圧密過程から土と混合土における圧密特性の違いを検討した。そして、せん断過程においては、ひずみに対する軸差応力や間隙水圧の挙動を比較することによって変形特性の違いを調べるとともに、有効応力径路やMohrの応力円から求められる強度定数についての検討も行った。なお、一般に、EPSビーズや気泡を用

いた軽量混合土では強度や安定性を確保するためにセメントなどの固化剤を添加するが、本研究ではできるだけ土に近い剛性を持つことを重要視し、固化剤は添加しないこととする。

供試体と試験方法

1. 供試体

本研究で用いている廃棄発泡プラスチック破砕片は、スーパーなどで食料品用に使われているプラスチックトレイやカップ麺の容器などを原材料とするものである。これらについては、再生プラスチック製品などへの再利用を目的に一部は回収されているが、そのままの状態では輸送の際に非常にかさばるため、事前に破砕や溶融固化などの減容化処理が施されることもある。本研究では、この減容化された廃棄発泡プラスチック破砕片 (図1: 以下、単に破砕片と呼ぶ) を入手し、実験に使用した。この破砕片の物理特性は、粒径が8 mm~20 mm程度、比重は約0.61で吸水率はほぼゼロである。ただし、供試体の大きさ (直径5 cm×高さ10 cm) を考えた場合、このままでは粒径が大きすぎるため、ミキサーでさらに粉砕して2 mm以下にしたものを用いた。この大きさは、供試体の直径は試料の最大粒径の20倍以上とする地盤工学会の基準 (地盤工学会, 2000a) に適合するものである。一方、用いた土は大阪府内の土取り場から採取したもので、比重は2.68、砂分を90%以上含む非塑性の典型的な砂質土である。なお、粉砕した破砕片とこの砂質土についての粒度試験も行ったが、偶然にも両者の粒度分布は非常に似通っていた。これらの詳細については、著者らの文献 (木全ら, 2000) を参照されたい。

供試体については、土のみのものと、土と破砕片を実体積比で1:1に混合したものの2種類を設定し、それぞれ最適含水比に締め固めて作製し

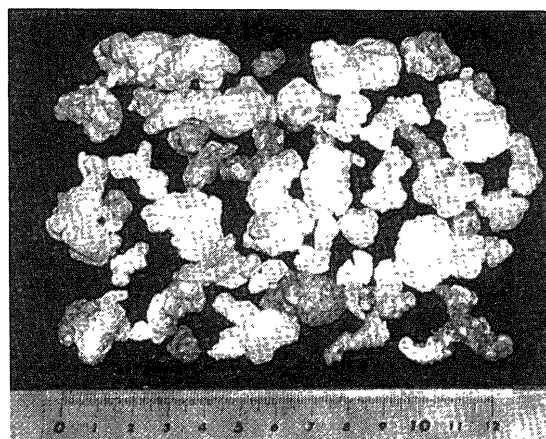


図1 廃棄発泡プラスチック破砕片

た。締固めはJIS A 1210「突固めによる土の締固め試験」呼び名A-a法（地盤工学会，2000b）に従い、直径5 cm×高さ10cmの供試体においても締固めの仕事量が同じになるよう締固め方法を調節した。実際に試験に用いた供試体の初期条件を表1に示した。この表より、それぞれの条件における供試体のばらつきは非常に小さく、土のみの供試体と比較した場合、混合土では乾燥密度で約4割の軽量化が期待できることが確認できる。なお、土と破砕片では粒子の剛性が異なるために締固め材料として単純な比較はできないが、両供試体の間隙比がほぼ一致していることおよび土と破砕片の粒度分布がほとんど同じであることなどを考慮すると、これらの供試体を構成する粒子（土あるいは破砕片）の骨格構造も非常に類似したものであることを示していると考えられる。

表1 供試体の初期条件

	土のみ	軽量混合土
直径(cm)	5.00±0.02	5.00±0.02
高さ(cm)	10.07±0.03	10.18±0.03
乾燥密度(g/cm ³)	1.94±0.02	1.20±0.05
含水比(%)	12.40±0.60	19.30±1.20
間隙比	0.38±0.02	0.38±0.06

なお、今回の実験では締固めにより作製した供試体（不飽和状態）を飽和化する必要があるが、これには二重負圧法（龍岡，1986）を用いた。また、背圧196kPaを作用させることにより、飽和度をさらに高めるとともに、非排水せん断中の間隙水圧の低下（ダイレイタンスによる体積膨張に起因）も正確に計測できるよう考慮した。供試体設置終了時（圧密過程開始直前）の間隙水圧係数B値は、すべての供試体に対して0.95以上を確認している。

2. 試験方法

圧密非排水（CU）三軸圧縮試験については、地盤工学会基準JGS0523-2000（地盤工学会，2000c）に準拠して行った。具体的な手順の概要は以下の通りである。

(1) 供試体の作製・試験機へのセット

前項に示す方法で供試体を作製し、ペーパードレーンを巻いた後に試験機にセットする。その際、載荷ロードのカウンターバランスに注意し、圧密過程が終了するまで供試体の応力状態を等方に保つよう注意する。

(2) 初期拘束圧の載荷

初期拘束圧として19.6kPaを載荷し、これを供試体の基準状態とする。これ以降、圧密を開始

するまでは有効拘束圧としてこの値を保つ。

(3) 二重負圧法による供試体の飽和化

供試体の有効拘束圧を19.6kPaに保ったまま間隙水圧を-90kPa程度まで下げて内部の不溶空気を極力除去した後、この負圧を解除しながら供試体内部を脱気水で満たし、供試体を飽和させる。その後、供試体の下部から極低圧力で脱気水を通水し、残留している気泡も全て除去する。

(4) 背圧載荷

供試体に背圧196kPaを載荷し、一晚（12時間以上）放置することにより飽和を完全にさせる。飽和状態については、供試体を非排水状態のまま減圧・再加圧することによって間隙水圧係数B値を測定し、0.95以上であることを確認した。なお、この背圧は試験終了時まで載荷しておくものであり、非排水せん断によって間隙水圧が大きく低下した場合でも計測することが可能となる。

(5) 圧密過程

圧密圧力は49, 98, 196kPaの3種類とし、圧密終了の確認は3t法（土質工学会，1979）に従って決定する。なお、予備試験によって求められた圧密時間はおおよそ1時間前後であったため、実際の実験では1時間と2時間の2通りで行った。

(6) 非排水せん断過程

圧密終了後は直ちに供試体を非排水状態にし、せん断を開始する。圧縮速度については、細粒分も存在するが砂分が90%以上あること、非排水条件であることなどを考慮して0.1%/minとした。また、実際の実験では軸差応力にピークが現れなかったため、軸ひずみ15%まで圧縮を行った。

圧密特性の比較

1. 試験結果

代表的な圧密過程の例として、図2には圧密圧力98kPaの場合の経過時間と体積ひずみの関係を、土のみの結果と混合土の結果とを併せて示した。この図には、同じ条件で行ったものを2つずつ示してあるが、供試体作製時の初期間隙比の違による差はあるものの、土と混合土ではそれぞれほとんど同じ挙動を示しているのがわかる。しかしながら、土と混合土を比較した場合、圧縮性には明白な違いが存在する。すなわち、圧密が終了するまでの時間はどちらもほとんど同じであるが、圧縮量（ここでは体積ひずみ量）については混合土の方が土のみの場合よりもはるかに大きくなっている。

この違いをさらに定量的に把握するため、図3

には圧密圧力の大きさ（対数目盛り）と圧密によって生じる間隙比の変化量の関係を示した。通常、圧力を段階的に増加させる圧密試験では $e - \log p$ 関係（ただし、 e は間隙比、 p は圧密圧力）を用いて圧密特性を比較するが、ここでは個別の供試体による結果を比較しているため、縦軸には間隙比の変化量（ Δe ）をとることにより供試体作製時の間隙比のばらつきによる影響を取り除いた。この図から、図中の破線に相当する両者の圧縮指数を最小自乗法によって求めると、土の場合が0.0297、混合土の場合が0.0722となり、約2.5倍（正確には2.43であるが）の差があるのがわかる。この差は体積ひずみの変化量ともほぼ一致するものであり、混合土の方が土のみの場合より約2.5倍圧縮されやすいことを示している。

なお、圧密時間として1時間と2時間の2種類を設定したが、圧密沈下曲線、 $\Delta e - \log p$ 関係ともに、この時間の違いによる影響はほとんど無く、供試体作製時の間隙比のばらつきによる影響の方

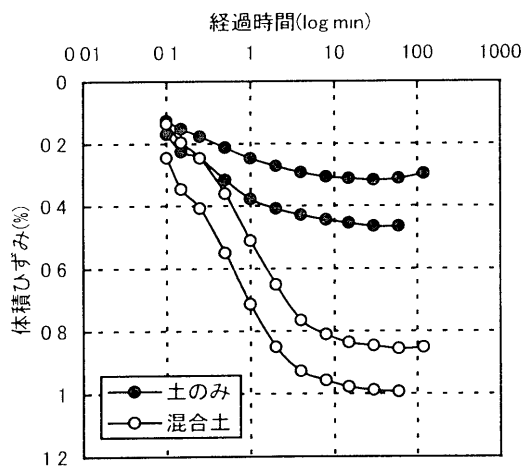


図2 圧密沈下曲線

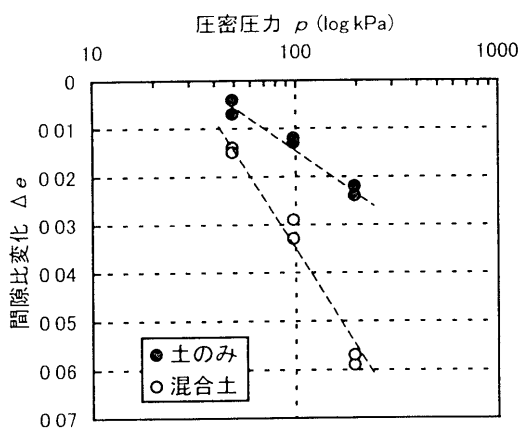


図3 $\Delta e - \log p$ 関係

が大きく現れたようである。

2. 考察

ここでは、実験に用いた土と混合土の圧密特性について、得られた圧密試験結果と供試体の初期条件なども考慮しながら検討を加える。

まず、先に述べた供試体の初期条件に対する検討から、用いた土と混合土は非常に似通った骨格構造をしているものと考えられる。これは、供試体の初期間隙比がほとんど同じであり、土粒子と破砕片の粒度分布にもあまり差が見られないことから判断できる。従って、両者の透水性にもあまり大差がないことが予想されるが、図2に示したように、土のみの場合も混合土の場合も圧密終了時間がほとんど変わらないのはこのためであると考えることができる。

しかしながら、土と混合土では供試体の骨格を構成する粒子が明らかに異なっている。すなわち、土のみの場合は土粒子が全てであり、混合土の場合は土粒子と破砕片が半分ずつ存在している。このことより、両者の力学特性の違いは、骨格を構成する粒子の物理的・力学的な特性の違いに起因していると判断できる。従って、図3に示した圧密量の違いは、破砕片粒子の剛性が土粒子のそれよりも明らかに小さいために生じたものであり、破砕片の混合比が増大すると、圧密量もさらに大きくなるものと考えられる。それゆえ、実際にこの混合土を用いる場合には、上載荷重による圧密沈下にも十分に注意する必要があると考えられる。

非排水せん断特性の比較

1. 試験結果

図4には、今回行った全ての試験条件について、代表的な応力-ひずみ関係をまとめて示した。ただし、この図で「土49」とは土のみの供試体でせん断時の拘束圧が49kPaであることを示しており、最初の文字が供試体の種類、後の数値がせん断時の拘束圧をそれぞれ表している（以後の図も同様）。この図を見ると、土のみでも混合土でも拘束圧の増大とともに強度や初期剛性が大きくなっているのがわかる。しかし、両者を比較すると、混合土の供試体は土のみの供試体に比べて、強度も初期剛性も小さくなっている。これは、単に締め固めただけの不飽和供試体の三軸圧縮試験の結果とも一致しており、土粒子と破砕片粒子との強度や剛性の違いが、供試体全体のせん断特性に大きく影響しているものと考えられる。すなわち、混合土においては、強度・剛性ともに小さい破砕片粒子が供試体全体の強度や剛性を低下させていると考えられる。

図5には、同じく代表的な間隙水圧と軸ひずみの関係を示した(凡例は図4と同じ)。この図より、土のみでも混合土でも、せん断初期には圧縮されて正の間隙水圧が発生するが、その後、ダイレイタンシーによる体積膨張が生じて間隙水圧は減少に転じるのがわかる。しかし、発生する最大の間隙水圧の値やそれに至るまでの軸ひずみ量は混合土の方が土のみの場合よりも大きくなっており、混合土の方がより圧縮されやすく供試体の剛性も低いという性質を表していると考えられる。また、軸ひずみ15%における間隙水圧(ここでは最小値)については土のみの方が混合土よりも小さくなっている。この間隙水圧の低下は、供試体がダイレイタンシーにより膨張することによって生じるものであるが、これについては間隙水圧の最大値と最小値の差で検討すべきものと考えられるので、次項で定量的な検討を加えることとする。

図6には、同じく代表的な有効応力径路を示した(凡例は図4と同じ)。この図より、土のみの場合も混合土の場合も、応力径路の形状はほとんど変わらないことがわかる。しいて言えば、せん断初期の応力径路の立ち上がり、混合土の方がい

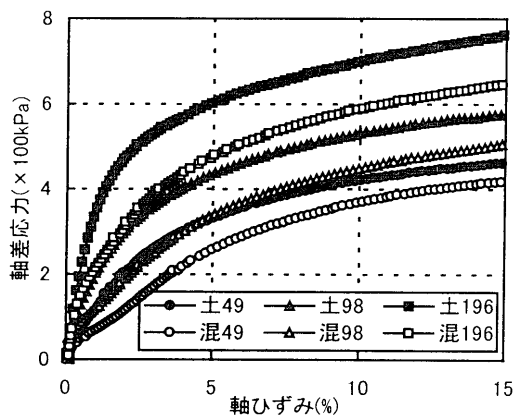


図4 応力-ひずみ関係

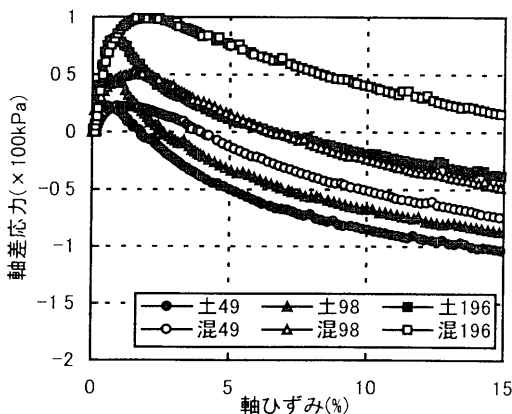


図5 間隙水圧-軸ひずみ関係

くぶん内側(左側)にきているが、これはせん断初期の圧縮量(発生する正の間隙水圧の大きさ)の違いによるものと考えられる。それ以外については、例えば応力径路の漸近線(Cam-clay理論における限界状態線に相当する)を見ても特に有意な差は認められない。このことは、有効応力空間においては、土と混合土が非常に似通った挙動を示すことを示すものと考えられる。

図7には、軸ひずみ15%におけるMohrの有効応力円と破壊規準線を示したが、内部摩擦角は土よりも混合土の方がわずかに大きいように見受けられるものの、供試体初期条件のばらつきなどを考えると、両者はほぼ同じであると見なすべきかもしれない。いずれにせよ、土のみの場合と混合土では、図4や図5に示した軸ひずみとの関係では軸差応力や間隙水圧の挙動に明白な違いが見られたが、図6や図7に示した有効応力同士の関係においてはほぼ同じ挙動が見られたのは非常に興味深い結果である。

2. 考察

前項では、土と混合土の非排水せん断特性について、その概要を比較・検討してきたが、ここではこれらについてさらに定量的な検討を加える。

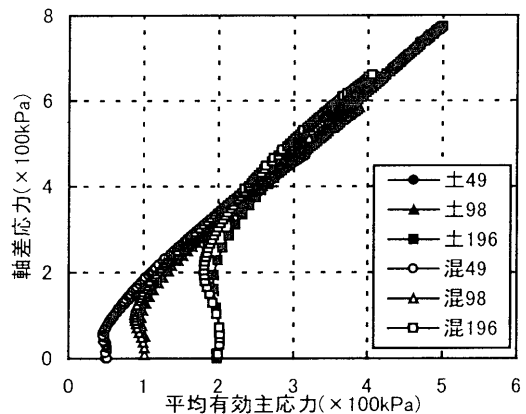


図6 有効応力径路

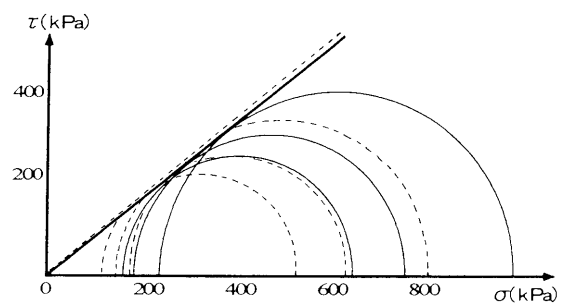


図7 Mohrの有効応力円

表2には、軸ひずみ15%における軸差応力（これが最大値である）を示した。図4より、同じ拘束圧における軸差応力の最大値（つまり、せん断強度）は混合土の方が土よりも小さくなることがわかっているが、この表より、その割合は拘束圧が大きくなるほど顕著になっていることが確認できる。これは、供試体の骨格を構成する破砕片粒子の剛性が、拘束圧の増大とともに相対的に低下するためと考えられる。さらに、同じ種類の供試体におけるせん断強度の増加割合については、拘束圧のそれにほぼ比例していることも確認できるか、これは、設定した拘束圧の範囲では内部摩擦角が一定であることを示すものと考えられる。

表3には、間隙水圧の挙動について、最大値とその時の軸ひずみおよび最小値を示した。この表を見ると、図5で明らかになった土と混合土の間隙水圧挙動の違いに加え、さらに次のような特性が確認できる。すなわち、発生する間隙水圧の最大値はほぼ拘束圧の大きさに比例するが、最大値と最小値の差は供試体の種類が同じであれば拘束圧の大きさによらずほぼ同じ値になることである。これは、両者の圧縮特性は大きく異なるものの、体積膨張に代表されるダイレイタンス特性についてはそれほど差がないことを示していると考えられ、非常に興味深い結果である。ただし、これはあくまでも軸ひずみ15%までの結論であり、本来なら残留状態での間隙水圧の値を考慮して議論すべきものであろう。さらに、間隙水圧が最大になるまでの軸ひずみ量の差を混合土と土のみの場合とで比較すると、同じ圧力における圧密量の差である約2.5前後になっており、両者の圧縮性の違いを表すパラメータとしてこの値は重要であると考えられる。これらについては、応力-ひずみ関係における初期弾性係数の違いにも大きく関係するものと考えられるため、混合土の力学特性を表す重要なパラメータとして今後もさらに検討したいと考えている。

表4は、今回行った実験の結果すべてを、土のみの場合と混合土とに分けて別途プロットしたグラフより求めた、限界状態線の傾き M と、有効応力と全応力で描いたMohrの破壊規準線から求めた粘着力（有効応力： c' 、全応力： c 、ともに単位はkPa）と内部摩擦角（有効応力： ϕ' 、全応力： ϕ 、ともに単位は $^{\circ}$ ）の一覧である。この表より、全応力で考えた場合には混合土の方が土のみの場合より粘着力も内部摩擦角も小さくなるが、有効応力で見るとこれらの強度定数の値は土と混合土とでほとんど差が無いことがわかる。以前に行った不飽和締固め供試体の場合（全応力で整理）には、破砕片混合比の増加に伴って粘着力や内部摩擦角

が低下していく傾向が見られたが、今回の実験でも全応力で整理した強度定数の傾向と同じである。なお、一般に、有効応力で求めた内部摩擦角 ϕ' と限界状態線の傾き M の間には、 $\sin \phi' = 3M / (6 + M)$ の関係が成り立つことが理論的にわかっているが、ここでの実験結果にもこの関係があてはまっていることが確認できる。

以上の検討より、今回対象としている軽量混合土の非排水せん断特性として、有効応力空間においては土のみの場合と比べてその挙動にあまり大きな差が無いことがわかった。このことは、有効応力で検討する限り、両者の強度特性もほとんど同じものとして扱えることを示していると考えられる。しかしながら、ひずみと関連づけてその挙動を検討すると、両者には大きな違いが存在することも明らかになった。つまり、同じ応力状態に到達するまでのひずみ量については、土のみの場合よりも混合土の方がはるかに大きくなる。従って、強度的には満足できても、変形量の方が先に許容値を上回ってしまうおそれもあり得るため、実際にこの混合土を用いて設計や施工を行う場合には、強度と変形量ともに注意をする必要があると考えられる。

表2 軸ひずみ15%の時の軸差応力 (kPa)

拘束圧	土のみ	混合土
49	452	410
98	565	495
196	747	638

表3 間隙水圧の最大値と最大・最小の差 (kPa)

拘束圧	土のみ	混合土	
最大値	49	+21.6 (0.529%)	+21.6 (1.265%)
	98	+42.7 (0.578%)	+49.8 (1.521%)
	196	+78.2 (0.822%)	+102.9 (1.744%)
差	49	123	95
	98	129	107
	196	116	96

※ ただし、()内はその時の軸ひずみ

表4 強度定数の値の比較

	土のみ	混合土
限界状態線勾配： M	1.52	1.58
換算した ϕ'	37	39
有効応力 c' (kPa)	0	0
ϕ' ($^{\circ}$)	38	39
全応力 c (kPa)	118	108
ϕ ($^{\circ}$)	29	26

結 論

今回行った圧密非排水三軸圧縮試験の結果から、土と混合土の力学特性を比較し、まとめると次のようになる。

(1) 強度特性について

有効応力空間における両者の応力径路などのせん断挙動にはほとんど差が見られず、また、限界状態パラメータ M や内部摩擦角 ϕ' などの強度定数もほとんど同じであることがわかった。従って、有効応力同士の関係で検討する場合、両者の強度特性はほぼ同じであると考えて差し支えないものと思われる。ただし、全応力との関係で考える場合には両者の強度定数などは明らかに異なるため、強度特性も全く異なるものと考えなければならない。

(2) 変形特性について

変形特性については、土のみの場合に比べると混合土はより剛性の低い破砕片を骨格として含んでいるため、かなり圧縮されやすいことが確認された。その差は、同一荷重による圧密量および間隙水圧が最大値に達するまでの圧縮量で比較すると、約2.5倍程度であることがわかった。従って、有効応力のみで考える限りは両者の強度特性に差はないものの、変形量やひずみで破壊を定義する場合には、混合土の方がより小さな応力で破壊に達する可能性があるため、実際の設計や施工においては応力とひずみの双方から安定性を検討する必要があると考えられる。

以上が今回の実験的検討で明らかになった力学特性であるが、今後はさらに排水せん断試験など

も行ってより詳細にこの混合土の力学特性を調べるとともに、実際に破砕片を軽量地盤材料として有効利用する方法などについても検討していきたいと考えている。

引 用 文 献

- 木全卓・大野高弘・桑原孝雄 2000 廃棄発泡プラスチック破砕片混合土の力学特性 (1) — 締め固めた試料の基本的力学特性 — 農業土木学会論文集, (投稿中)
- 軽量地盤材料の物性評価に関する研究委員会 1998 軽量地盤材料に関する文献一覧 軽量地盤材料の物性と適用の現状 地盤工学会, 66-88
- 龍岡文夫 1986 土質せん断試験機の設計と製作—試験法あれこれ— 地質と調査, 3, 53-58
- 地盤工学会編 2000a 地盤工学会基準「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」土質試験の方法と解説(第一回改訂版) 地盤工学会, 443-448
- 地盤工学会編 2000b 日本工業規格「突固めによる土の締め固め試験方法」土質試験の方法と解説(第一回改訂版) 地盤工学会, 252-255
- 地盤工学会編 2000c 地盤工学会基準「土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法」土質試験の方法と解説(第一回改訂版) 地盤工学会, 469-473
- 土質工学会編 1979 土質試験法(第2回改訂版) 土質工学会, 495-530
- 古谷俊明 1989 軽量盛土材料としての気泡モルタル 土と基礎, 37-2, 73-77
- 山田純男・長坂勇二・西田登・白井忠雄 1989 発泡スチロール片と砂とを混合した軽量土 土と基礎, 37-2, 25-30

(2001年1月4日受領; 2001年2月9日受理)