

単調および繰り返しせん断試験による 砂礫の体積変化特性

岩本一平¹・國生剛治²・中野孝威³

¹正会員 工修 元 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)
現 日本工営株式会社 (〒102-8539 東京都千代田区麹町 5丁目 4番地)

²正会員 工博 中央大学教授 理工学部土木工学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

³工修 元 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)
現 前田建設工業株式会社 (〒102-0071 東京都千代田区富士見二丁目 10番 26号)

繰り返しせん断力による砂礫地盤の沈下特性を明らかにするために、均等係数の異なる砂礫を対象に単純せん断試験機を用いた同一拘束圧下での単調載荷試験および繰り返し載荷試験を行った。単調載荷試験の結果から限界間隙比に対応する相対密度は均等係数の増加とともにゆるやかに低下することが分かった。繰り返し載荷試験では、砂礫が繰り返しせん断力を受けた際の間隙比の変化は初期間隙比が限界間隙比より大きいか小さいかによって大きく異なり、初期間隙比が限界間隙比よりも小さければ繰り返しせん断力を受けても大きい沈下は起こりにくいこと、また間隙比の変化分を初期間隙比に依存する成分と依存しない成分の二つに分けて考えることによりうまく説明できることなどが分かった。これらの結果に基づき均等係数の異なる砂礫の繰り返しせん断による沈下量の評価式を導いた。

Key Words : *gravelly sand, volume change characteristics, monotonic loading, cyclic loading, critical void ratio, simple shear test, relative density*

1. はじめに

密な礫質地盤は、構造物の支持地盤として十分な耐力があると考えられ、近年では長大橋や高層ビルなどの基礎として活用されている。また粗粒材料を用いた関西新空港のような人工島やロックフィルダム、高盛土などの土構造物が施工され、さらに将来的には原子力発電施設等の大型重要構造物の礫質地盤上への立地も検討されている¹⁾。

一般に締まった礫質土は地震時にも安定であり、兵庫県南部地震の際に緩い礫質地盤で起こったような液状化は生じないと考えられる。それでも強地震動の繰り返しせん断によって沈下が生じる可能性があるため沈下量の評価をしておく必要がある。このためには、排水せん断条件での体積変化特性を把握することが基本となる。また、透水性が大きい場合や地下水面より浅い礫質土を対象とした場合には、排水せん断条件での体積変化特性を直接用いることができる。

本研究では、礫質土からなる構造物や礫質地盤が強地震動を受けたときの体積変化特性に与える粒度分布などの影響を調べ地震時沈下量の評価方法を提案するための基礎的研究として、単純せん断試験機を用いた単調載荷

表-1 試料物性特性

試料名	ρ_s (g/cm ³)	e_{max}	e_{min}	U_c
No.1	2.696	1.106	0.655	1.71
No.1'	2.700	1.035	0.636	2.54
No.2	2.697	0.898	0.467	4.28
No.2'	2.685	0.638	0.321	10.8
No.3	2.655	0.585	0.303	12.9

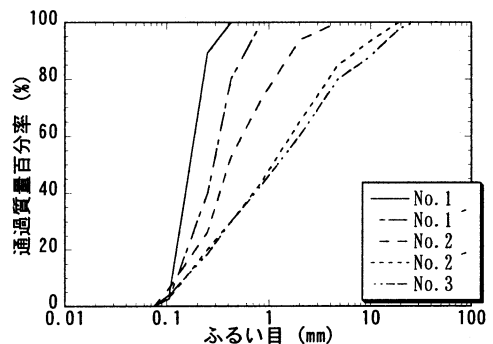


図-1 試料粒径加積曲線

と繰り返し载荷の排水せん断試験を行った。そして、砂礫の単調载荷時および繰り返し载荷時の体積変化特性の相互関係や粒度分布などの影響について検討した。尚、現行の JGS0051-2000「地盤材料の工学的分類方法」によれば砂礫とは、礫分 $\geq 15\%$ かつ細粒分 $< 15\%$ を満たすものであり、今回用いた試料 No. 1~3 はいずれも砂礫には当てはまらないが、砂礫地盤を対象とした本研究の目的と今後の供試体サイズの再検討も含めた研究の継続性を勘案し本論文では試料を砂礫と呼んでいる。

2. 試験試料と装置

(1) 試料

本研究では粒度分布の違いによる力学的特性を調べることを大きなねらいとしているため試験試料として図-1に粒径加積曲線を示すような人工配合した砂礫を用いた。すなわち、最小粒径を 0.075mm と一定とし、最大粒径を段階的に変化させた 5 種類の試料 No. 1~3 を作成し使用した。これは実際に工学で対象とする砂礫が、相似粒度で平均粒径だけが変化する場合よりも、平均粒径が大きくなるほど均等係数が大きくなるような特性を示す場合が多いためである²⁾。表-1 に各試料の物理特性を示す。

(2) 最大・最小密度試験

異なった種類の砂礫の力学的性質を定量化する際、相対密度 D_r は基本的な媒介変数としてよく用いられるが、現行試験方法 (JIS A 1224) の適用範囲は、 2mm ふるいを通し、 $75\mu\text{m}$ ふるいに 95% 以上残留する砂に限られている。本研究で用いる試料には最大粒径 26.5mm までの試料も含まれていることから、直径 195mm 、高さ 200mm のカラー付きモールドを用いた中央大学式最大・最小密度試験³⁾ を適用した。この試験に用いる装置の概要を図-2 に示す。

- a) カラー付きモールド: 直径 195mm 、高さ 200mm のカラー付きモールド
- b) バイブレーター付きキャップ
 - バイブレーター : シンコウ社製 RV22D
 - 重量 : 231N (キャップ込)
 - 回転数 : 1450rpm
 - 振動数 : 24.2Hz ($=1450\text{rpm}/60\text{s}$)
 - 振動力 : 686N (最大加振力 3430N の 20% 設定)
- c) 大型ロート : 金属製
- d) 細粒土用の口金 : ロートは出口径 50mm であるが、最小粒径 4.25mm 以下の粒子を含む試料を用いるときに使用する。

最大密度試験は以下の手順で行った。

- ・礫質土を 5 層に分けてモールドに詰め、各層 4 分ずつバイブレーターで締め固める。
- ・5 層加振終了後、厚さ 0.495cm のアクリル板を試料上端

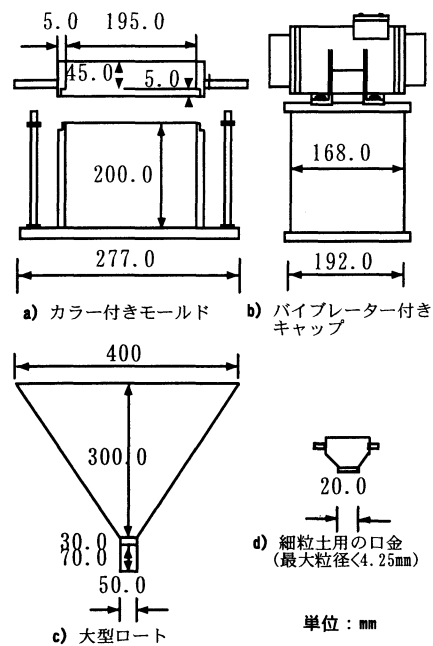


図-2 中央大学式最大・最小密度試験装置

部に載せ、ノギスを用いてカラーの上端部からの高さを測定し、試料の高さを求め体積を計算する。

また、最小密度試験の手順は以下の通りである。

- ・大型ロートの 8 分目ほどに試料を満たし、リフトを用いてロートをゆっくりと上昇させ、モールドに円錐状に堆積させる。
- ・最終的にはスプーンなどを用いてモールド高さまで平らな表面に仕上げる。

いずれの試験でも試料は気乾状態とし、試験後に重量と含水比を測定して乾燥密度を計算した。

(3) 単純せん断試験機

本研究では、上部可動、下面垂直圧载荷の SGI 型単純せん断試験機を用いた。せん断応力の測定は、水平荷重载荷ロッドの先に取り付けられたセル内蔵型の水平ロードセルにより計測する。鉛直荷重は試験機下部より空圧制御したペロフラムシリンダーから加え、鉛直応力の測定は鉛直ロードセルにより測定する。また、水平、鉛直各方向に LVDT 型変位計を設置して変位量を測定する。

単調载荷試験と繰り返し载荷試験では水平応力载荷装置が異なり、その都度交換する。単調载荷ではモーターを用い、その回転を試験機台に内蔵されている可変速度式のギアにより調節し、ひずみ制御で载荷している。一方、繰り返し载荷は、空圧式ペロフラムシリンダーによる応力制御試験を行っている。空圧制御には BP 変換機を用い、動ひずみアンプを介してフィードバックすることで、一定のせん断応力を発生するようにしている。本試験の供試体は、直径 100mm 、高さ 40mm の円形で、供試体

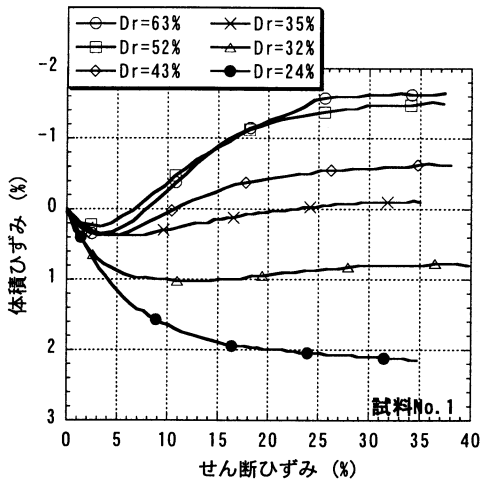


図-3 Drが体積変化に与える影響

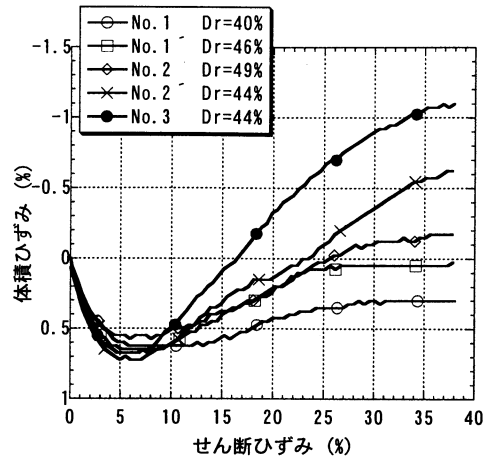


図-4 Ucが体積変化に与える影響

周りの拘束リングには、内径100mm、外径130mm、厚さ1mmで、摩擦力を低減するためテフロンコーティングしたアルミ製円形拘束リングが使われている。この拘束リングにより側方への体積変化は抑制されるため、供試体の体積変化は垂直方向のみに生じると考え、垂直方向の変位計により計測した。ベダスタルと上部荷板のポーラスストーンにはせん断中に十分な摩擦力を得るため、高さ3mm、厚さ1mm、ピッチ14mmの金属歯がせん断方向と直角に植えられており、供試体にせん断応力を伝達するような仕組みになっている。

3. 単調載荷単純せん断試験

飽和砂礫の一方方向へのせん断変形時における基本的なダイレイタンシー特性を把握するため、せん断ひずみ速度を0.625%/minにしたひずみ制御による単調載荷単純せん断試験を実施した。供試体作成にあたっては良配合試料の分級を最小限に抑えるため、ウェットタンピング法を採用し、5層に分けて作成した。供試体に脱気水を通すことにより飽和させた後、有効鉛直応力98kPaで30分間圧密した。その後98kPaの有効鉛直応力の下で、0.625%/minの速度で排水条件でのひずみ制御試験を行った。供試体のせん断変形に不均一性が目立ち始めるせん断ひずみ35%に達した時点で荷重を終了した。

図-3は相対密度Drの異なる供試体のせん断ひずみの増加に伴う体積ひずみの変化の様子である。ここでは一例として試料No.1の結果を示している。この図より、せん断初期にはどの供試体も体積収縮傾向を示すこと、その後、密な供試体は膨張へ転じ、緩い供試体はそのまま収縮を続けること、膨張の度合いはDrの大きいものほど大きいことなどが確認できる。図-4は、均等係数Ucの異なる5種類の試料について、相対密度DrをDr=40~49%

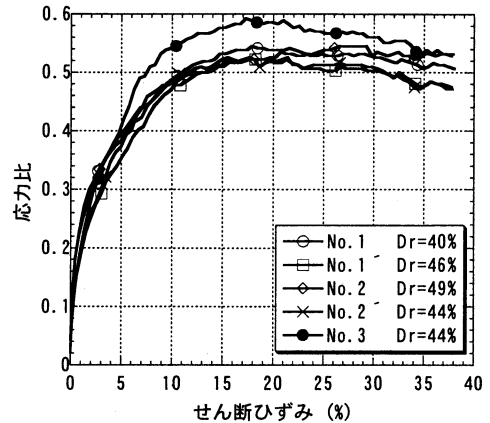


図-5 応力比-せん断ひずみ関係

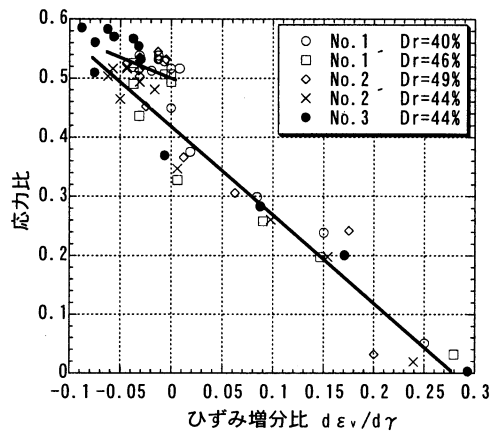


図-6 ダイレイタンシー特性図

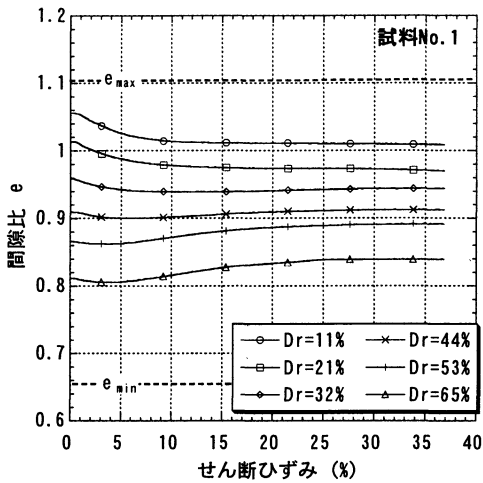


図-7 単調載荷時の間隙比の推移

の範囲(中づめ)とした試験の結果を重ねたものである。試料 No. 1 から 3 までの供試体すべてについて、せん断初期の収縮過程におけるせん断ひずみが 2~3%までの範囲ではほぼ同量の沈下を見せるが、その後の膨張過程における体積ひずみの伸びには U_c により違いが現れ、せん断ひずみが大きくなるほどに大きな差が見られるようになる。すなわち、試料 No. 1 から 3 まで U_c が大きくなるにつれて大きな膨張傾向を示すようになる。この要因としては、 U_c が大きくなるにつれて最大間隙比 e_{max} 、最小間隙比 e_{min} が小さくなるため同一の Dr で比較した場合、 U_c の大きな試料ほど間隙比 e は小さくなりせん断応力が加えられたときに膨張しやすいためと考えられる。すなわち、せん断ひずみが 2~3%以下においては粒度分布の差異によらず、相対密度で体積変化が決まるのに対し、それ以上のひずみに対しては相対密度ではなく、粒度分布の違いを反映した絶対密度が支配的になることを示唆している。これは原・國生³⁾が砂礫の非排水三軸試験により見出した現象と一致するものである。

ところで、本実験においては供試体高さ 40mm に対して、試料 No. 2 と No. 3 では最大粒径がそれぞれ 9.5~19.0mm と 19.0~26.5mm とかなり大きくなっている。勿論、均等係数が大きい試料であるため、上記の最大粒径の土粒子は試料中に 1 個含まれる程度であるが、それが実験結果に影響を与えることが危惧された。しかし、図-4 において少なくとも数パーセントのせん断ひずみに至るまでは No. 2 と No. 3 についても他の試料と同じ程度に体積の収縮が起きていることが分かる。それ以上のせん断ひずみにおいて体積ひずみに大きな差が開く理由は粒度分布の違いによる本来のダイレイタンス効果によるものであると解釈できる。したがって、最大粒径の大きな No. 2 や No. 3 の実験結果についてもある程度の信頼性があるものと考えられる。

図-5、図-6 に各供試体の応力-ひずみ関係とダイレイタ

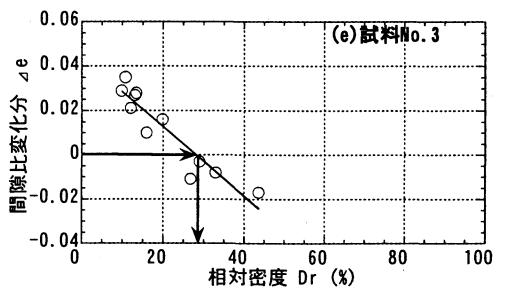
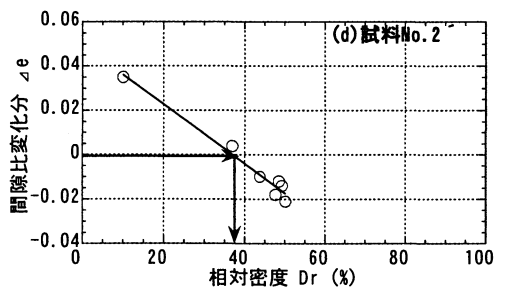
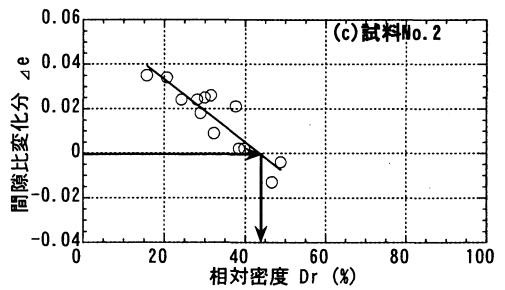
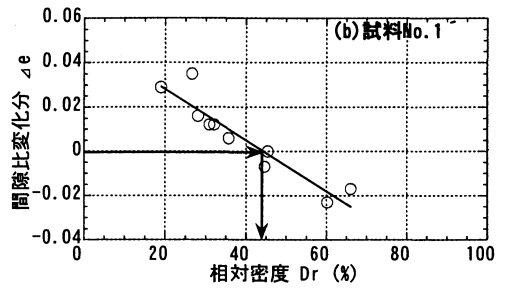
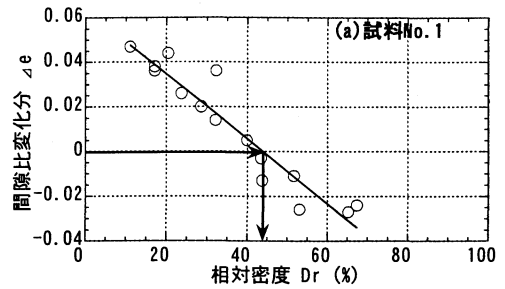


図-8 限界間隙比に対応する相対密度

ンシー特性を示す。図-6において、ひずみ増分比が最小値に達した後の膨張過程では収縮過程と異なる経路となった(図中の2本の直線で示す)。

図-7は各供試体のせん断による体積変化を間隙比の推移として表したものである。ここでは一例として試料No.1の結果を示す。図中の上下2本の破線はこの試料の最大・最小間隙比を示している。せん断ひずみが35%に達した時点では、密な供試体から緩い供試体まで全体としてある幅を持った初期間隙比に依存した値に収束している。

ここで、せん断を受けても試料の間隙比がせん断前の間隙比と等しい場合、その間隙比は限界間隙比 e_{cr} と呼ばれる。しかし実際には図-7のように、間隙比は多くの場合、せん断ひずみの進行に伴い変化する。そこで本論文では、せん断ひずみが十分進行し一定値に達した間隙比が初期間隙比と等しい場合、その間隙比を限界間隙比 e_{cr} と呼ぶこととする。5種類の試料についての図-7のようなグラフから試験開始時の間隙比と試験終了後(せん断ひずみ35%到達時)の間隙比の差を計算し、試験前後での間隙比の変化分 Δe と試験開始時の Dr の関係を示したのが図-8(a)~(e)である。データのバラツキは大きいですが、各試料ともに $\Delta e \sim Dr$ 関係を直線で近似することが可能であろう。この場合、図中のプロット点から引いた回帰直線が縦軸のゼロを通過するときの横軸の値が、限界間隙比 e_{cr} に相当する相対密度 Dr_{cr} を表していると考えられることができる。

このような整理を試料No.1から試料No.3までの5種類の試料について行い、その結果得られた e_{cr} および Dr_{cr} を U_c に対しプロットしたものが図-9および図-10である。

図-9および図-10から e_{cr} は U_c により大きく変動するが、 Dr_{cr} で評価した場合 U_c による変化は小さく、試料No.1, No.1', No.2についてはほぼ等しいと言える。最大・最小間隙比は U_c の増加とともに減少していくので e_{cr} が減少していくことは特筆すべきことではないとも言えるが、 Dr_{cr} がゆるやかに減少していくことは、試料が U_c の増加とともに正のダイレタンシーを生じやすく、単調載荷荷重の下で高いせん断抵抗力を発揮しやすい傾向を示しているものと考えられる。

4. 繰り返し載荷単純せん断試験

地震や動荷重によって地盤は繰り返し荷重を受けるが、その時ダイレタンシー現象により体積変化を起こすことはよく知られている。ダイレタンシー現象は、同じ土であっても Dr やせん断応力の大きさにより現れ方が大きく異なる。前述のように土に排水条件下で静的一方向単調載荷を行った場合、 Dr が大きければ(間隙比が小さければ)、ダイレタンシー現象は体積膨張となって現れ、 Dr が小さければ(間隙比が大きければ)体積収縮となっ

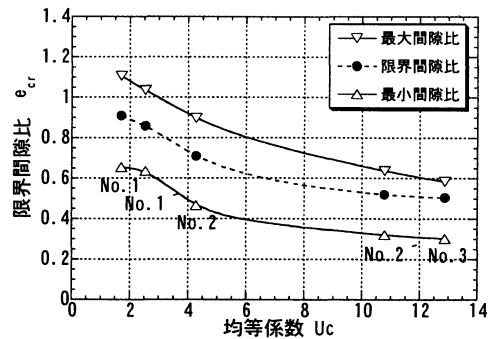


図-9 各試料の限界間隙比

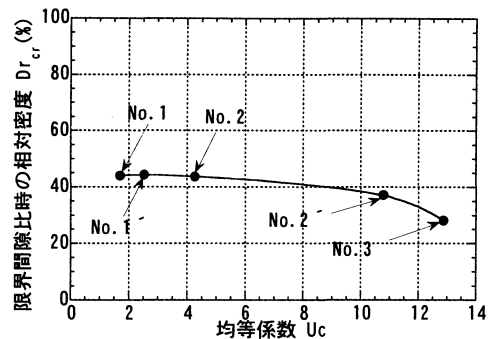


図-10 限界間隙比に対応する相対密度 Dr_{cr}

て現れる。しかし、土に正負両方向の繰り返しせん断応力が作用すると、かなり Dr が大きく密な砂でも圧縮の体積変化が残留することが知られている。したがって、繰り返しせん断応力を受けた際の体積変化特性を把握することは密な土についても重要であると言える。

そこで、単純せん断試験機を用いた繰り返し載荷試験を、粒度分布の異なる試料について Dr を変化させた供試体について行うことにより、 U_c や Dr が体積変化特性に与える影響について検討した。

繰り返し載荷単純せん断試験においては表-1、図-1に示す試料のうちNo.3を除く4種類の試料を用いた。供試体は単調載荷試験と同様、試料を5層に分けウェットタンピング法により作成した。供試体に脱気水を通すことにより飽和させた後、有効鉛直応力98kPaで30分間圧密した。載荷速度の影響が少ない砂礫を対象としたことから、載荷周期は試験の容易な長周期を選び、0.01Hzの正弦波のせん断応力を排水条件下で供試体上面に代表的な地震の繰り返し回数を想定し15波加えた。繰り返しせん断時の有効鉛直応力はすべての場合に98kPaとした。繰り返し応力比R(最大せん断応力/鉛直応力)は約0.1, 0.2, 0.3の3種類とした。図-11にその応力波形の一例を示す。

図-12は $Dr=22\%$ で作成した試料No.1の供試体のせん断ひずみと繰り返しせん断応力比の関係である。排水条件のため、繰り返しせん断により徐々に発生するせん断ひ

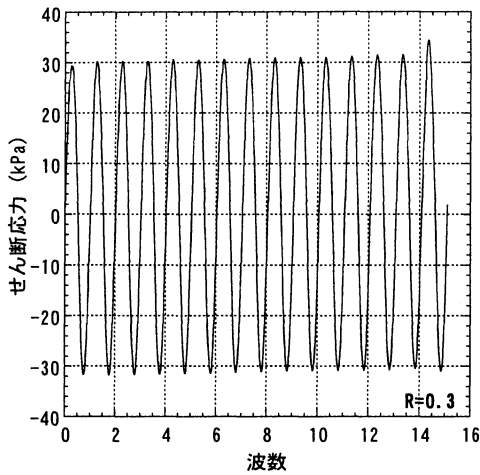


図-11 入力せん断応力波形

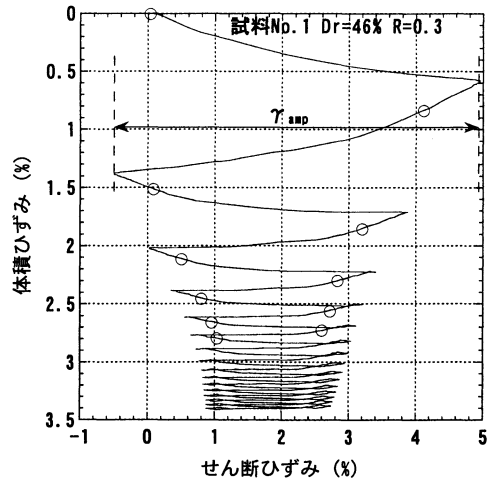


図-13 せん断ひずみに対する体積ひずみ

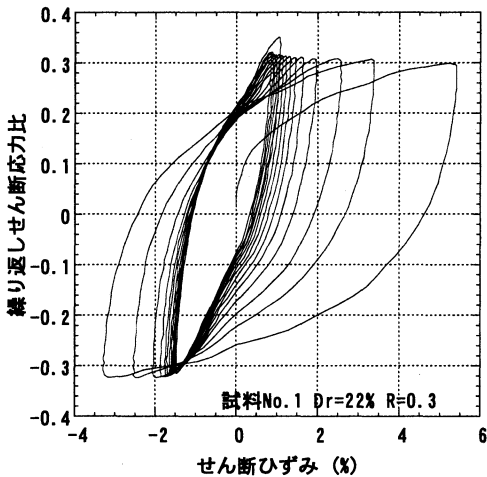


図-12 せん断ひずみと応力比の関係

ずみが減少し、7波目から8波目以降はほとんど発生するせん断ひずみに変化が無くなることから分かる。

図-13は、 $Dr=46\%$ で作成した試料No.1の供試体に繰り返し応力比 $R=0.3$ のせん断応力を加えた試験結果を、せん断ひずみに対する体積ひずみの変化として示した図である。この図から繰り返し回数の増加とともにせん断ひずみ振幅が減少し体積ひずみが累積していく様子が見られる。グラフ上の白丸は、5波目までの過程において、せん断応力が0である点を示している。これより、せん断ひずみと体積ひずみが発生しているのは主に荷重過程であって、除荷過程でのひずみの回復は少ないことがわかる。これは土の塑性的な性質を反映したものと考えられる。

図-14(a), (b), (c)は応力比 $R=0.1, 0.2, 0.3$ での繰り返しせん断中における供試体の間隙比の推移を示している。ここでは一例として試料No.1の結果を示す。図中には最大・最小間隙比 $e_{max} \cdot e_{min}$ と前述のように単調荷重

試験より決定した限界間隙比 e_{cr} を示している。応力比が小さいとき、沈下量は初期の間隙比 e_0 によらずほぼ一定となった。しかし応力比が大きくなるにつれ e_0 によって体積変化に差が見られるようになる。すなわち、 e_0 が大きいものは大きく沈下するようになるのである。しかし e_0 が小さい範囲に関しては、 e_0 の影響は相変わらず少ないように見える。そしてその境目は $e_0 = e_{cr}$ にほぼ一致していることがわかる。単調荷重試験では、上述のようにひずみの小さな範囲では粒度分布の影響は現れず、繰り返し荷重試験において現れたメカニズムは明らかでは現時点では明らかではなく、今後検討していく必要がある。

図-15は、この体積変化量が初期間隙比 e_0 によりどのように変化するかを検討するため、せん断応力の繰り返し回数 N を無限大としたときの体積ひずみ ϵ_v を相対密度 Dr に対してプロットしたものである。この図には、応力比 $0.1, 0.2, 0.3$ での結果が試料No.1~2'までまとめて示されている。ここで $N \rightarrow \infty$ での体積ひずみの計算には後出の式(5)を用いている。この図から、バラツキは大きいものの、試料の違いにあまりよらず、 $\epsilon_v \sim Dr$ 関係は応力比ごとに図中の折れ線で近似できることがわかる。これより、まず重要な点として、繰り返しせん断時の体積変化特性に与える粒度分布の影響はきわめて小さく、相対密度と応力比により表すことができることが分かる。また、応力比の小さい場合では Dr による ϵ_v の差はきわめて小さいことや、応力比が大きくなるにつれ Dr が45%程度より小さい範囲で ϵ_v が増加していくことも読み取れる。この相対密度は図-10に示されるように試料No.1~2'の限界相対密度 $Dr=35 \sim 45\%$ 程度にほぼ対応していることが分かる。

以上のような結果より筆者らは繰り返しせん断による体積ひずみ ϵ_v は二つの成分を含んでいると仮定し、 ϵ_v を以下のような式で表すことを考えた。

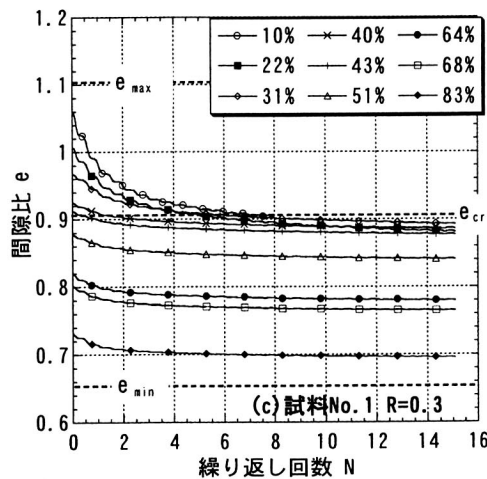
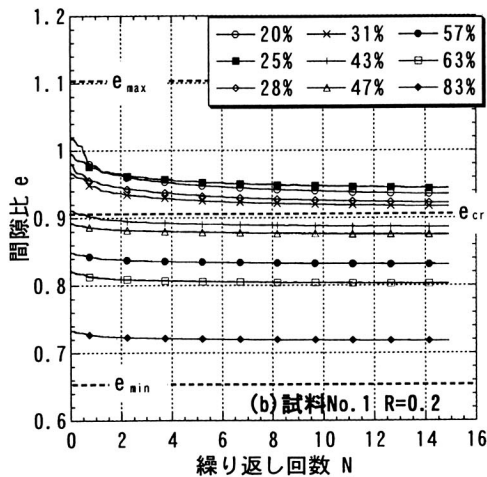
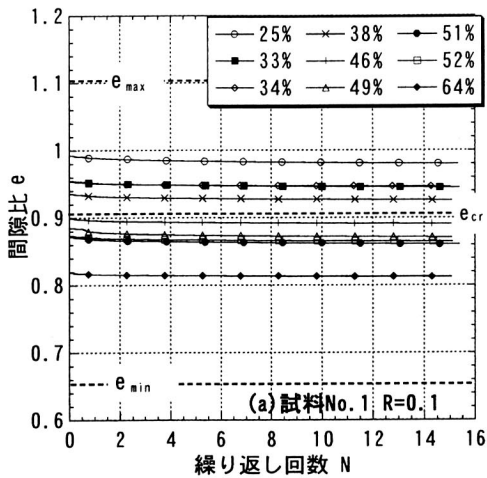


図-14 繰り返し载荷時の間隙比の推移

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{va} + \varepsilon_{vb}$$

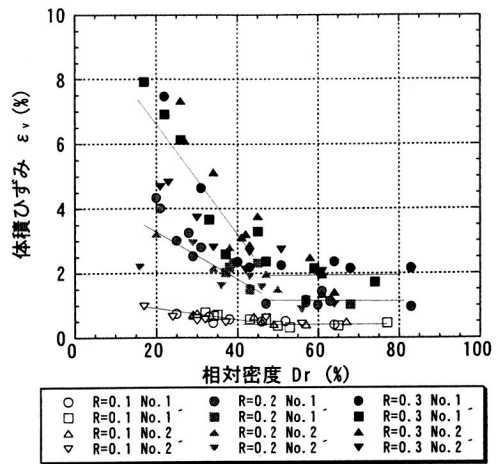


図-15 最終体積ひずみと相対密度の関係

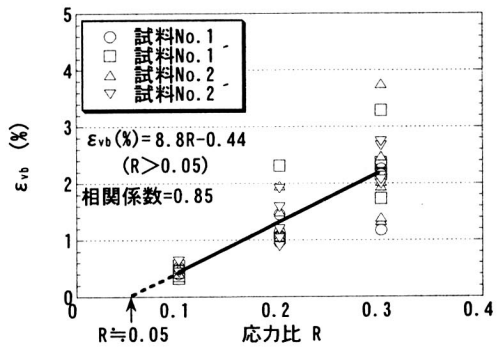


図-16 ε_{vb} と応力比の関係

ここで、 ε_{vb} は D_r に関わらず存在する砂礫の基本的な体積減少分を表す。その大きさは e_0 に依存せず、応力比の増加により大きくなる。 ε_{va} はその大きさが e_0 に依存する体積減少分で、応力比が小さいときはほとんど目立たないが、応力比が大きくなるにつれ大きくなるものである。繰り返しせん断による間隙比変化分 ε_v を、このような二つの成分の重ね合わせであると考え、繰り返し载荷による体積変化をうまく表すことができる。すなわち、応力比が 0.1 と小さい図-14(a) では、 ε_{va} はほとんど 0 であり、 $\varepsilon_v = \varepsilon_{vb}$ となる。したがってその間隙比減少分は e_0 にほとんどよらない。応力比が 0.2 である図-14(b) では、 $e_0 > e_{cr}$ の範囲で ε_{va} が発生し、 e_0 により間隙比減少量に差が生じている。応力比が 0.3 である図-14(c) では ε_{va} がさらに大きくなり、特に緩い範囲において ε_v が大きくなったと考えられる。また、 ε_{va} が生じるのは e_{cr} よりも緩い範囲に限られる傾向が見られる。すなわち、単調载荷での e_{cr} が繰り返し载荷における挙動の分岐点と見なせる。

(1) そこで以上のような考え方のもとに、限界間隙比の分かっている砂礫の繰り返しせん断による体積減少量を評

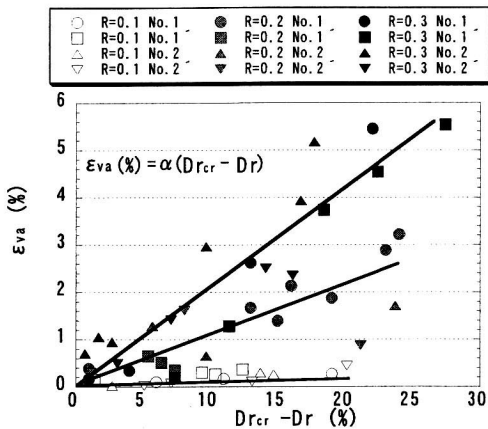


図-17 ϵ_{va} と $(D_{r_{cr}} - D_r)$ の関係

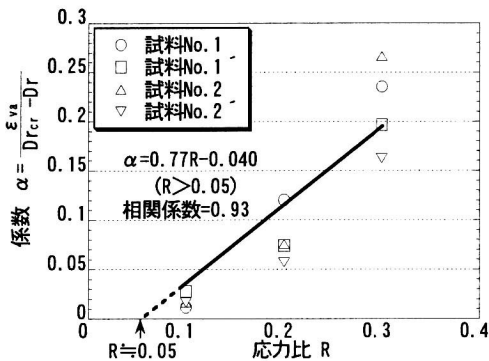


図-18 係数 α と応力比 R の関係

値する方法を以下に検討する。

式(1)中の ϵ_{va} の生じる範囲が e_{cr} よりも緩い範囲であるとすれば、 ϵ_{vb} は e_{cr} よりも密な領域での体積減少量より直接求められるはずである。そこで、 e_0 が e_{cr} よりも小さな供試体の体積ひずみを ϵ_{vb} として繰り返し応力比に対しプロットすると図-16 のようになる。この図より応力比が大きくなるにつれてバラツキは大きくなるが、全体として右上がりの傾向は明瞭に見られる。また試料の違いによる有為な差は見当たらない。よって ϵ_{vb} を応力比 R の一次関数と仮定すると、

$$\epsilon_{vb} (\%) = 8.8R - 0.44 \quad (2)$$

と表せる。なお、ここで $R=0.05$ のとき $\epsilon_{vb}=0$ となるがこれ以下の応力比では体積ひずみはまったく生じないと仮定することにする。

一方 ϵ_{va} は式(1)より e_{cr} よりも緩い範囲において体積ひずみ全体から ϵ_{vb} を差し引くことにより求められることが分かる。図-17 はそのようにして求めた ϵ_{va} を $(D_{r_{cr}} - D_r)$ に対しプロットしたものである。データのバラツキはかなり大きい、No. 1~2 の粒度分布の違いによる系統的な変化傾向は見られない。そこで応力比 R ごとに図中に示すように原点を通る直線で近似している。こ

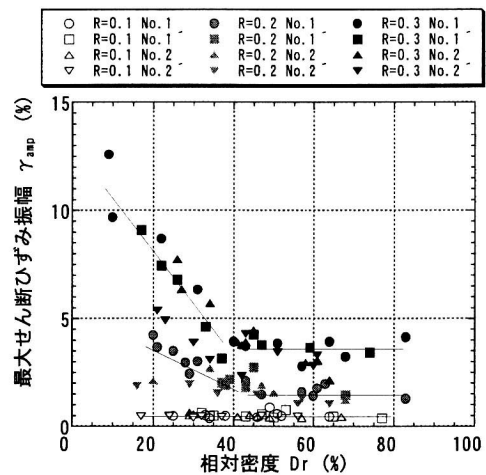


図-19 最大せん断ひずみ振幅と応力比の関係

の図より、 ϵ_{va} は初期相対密度が限界相対密度から小さくなるほど大きくなること、その増加割合は応力比の増加と共に大きくなること分かる。そこで、その増加割合を α とおくことにより ϵ_{va} は次のように表すこととする。

$$\epsilon_{va} (\%) = \alpha (D_{r_{cr}} - D_r) \quad (3)$$

図-18 はこの係数 α の応力比 R による変化を示したものである。今回行った応力比の範囲内では α はほぼ直線関係により、

$$\alpha = 0.77R - 0.040 \quad (4)$$

と表せるとしている。ここで式(2)との整合を考え、評価式の簡素化を図るため、 $\alpha=0$ で $R=0.05$ 付近を通る直線で近似しており、 $R < 0.05$ では体積ひずみは全く生じないと仮定している。

以上の検討から、今回用いた試料に関しては粒度分布の違いに関わらず、試料の限界相対密度と供試体の初期相対密度が既知であれば、応力比 $R=0.1 \sim 0.3$ の範囲内において式(1)から(4)によって繰り返しせん断が加わった際の最終的な体積ひずみを推定することができることになる。ところで、八木は、残留体積ひずみ ϵ_v は応力比 R の 3 乗に比例し、その比例係数は有効応力と相対密度の関数となる⁴⁾と報告している。それに対し、今回の実験では R の 1 乗でほぼ近似できる。この違いは、同じ単純せん断試験ではあるが繰り返し応力比の範囲が本研究では $0.1 \sim 0.3$ なのに対し、八木は $0.3 \sim 0.7$ 程度と大きく異なることが主な要因と考えられる。

ところで、図-13 に示すように繰り返しせん断の 1 回目発生する最大せん断ひずみ振幅を γ_{amp} と表し、各応力比の場合について試料 No. 1, No. 1', No. 2, No. 2' のそれぞれの γ_{amp} を D_r に対してプロットしたものが図-19 である。バラツキは大きいものの両者の関係は試料の違いにあまりよらず応力比ごとに図中の折れ線で近似できそうである。すなわち応力比 $R=0.1$ の場合には、 γ_{amp} は非

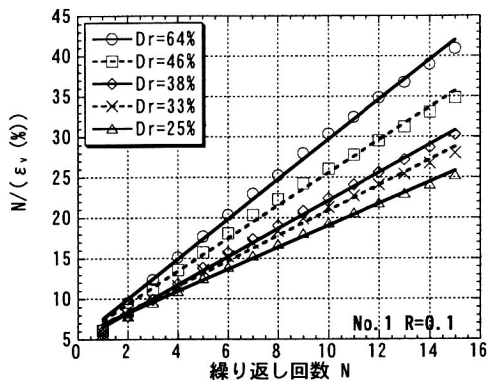


図-20 繰り返し回数と残留体積ひずみの関係

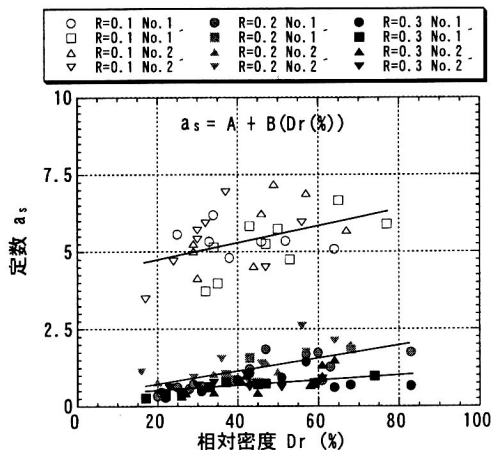


図-21 定数 a_s と相対密度の関係

常に小さく Dr に対してもほぼ一定値を示す。 $R=0.2, 0.3$ と応力比が大きくなるに従い、 γ_{amp} は大きくなるとともに $Dr=40\%$ 付近を境にそれ以上ではほぼ一定であるが、それ以下では Dr の減少とともに直線的に大きくなるのが分かる。この傾向は図-15 に示す体積ひずみの傾向とほぼ同様であり、図中における折れ線の折れ曲がり点はやはり単調荷重試験から得られる限界相対密度とほぼ一致している。すなわち限界間隙比あるいは限界相対密度 Dr_{cr} はせん断ひずみあるいはせん断に伴う体積ひずみについての臨界点と解釈することができる。 $R=0.1$ の場合については、 Dr のすべての範囲にわたって臨界点以内に収まっているが、 $R=0.2, 0.3$ については $Dr=40\sim45\%$ 以下の相対密度において臨界点を超え、ひずみが増加すると考えられる。つまり、砂礫をウェットタンピング法にてある密度に調整する過程において圧密でいうところの過圧密効果が発揮され、それによりせん断の臨界条件も変化する。したがって Dr_{cr} を境界としてせん断ひずみ、体積ひずみの発生の方が明確に変化すると解釈が成り立つ。一方方向へのせん断による Dr_{cr} (初期と塑性流動時の相対密度の変化がゼロとなる条件により定義) と、繰り返しせ

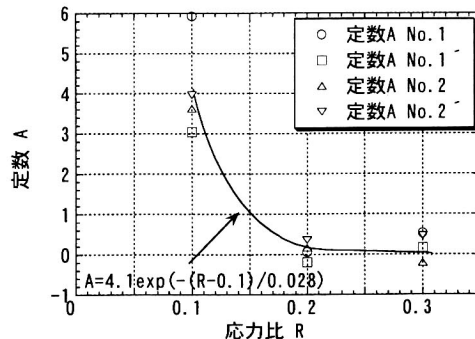


図-22 定数 A と応力比の関係

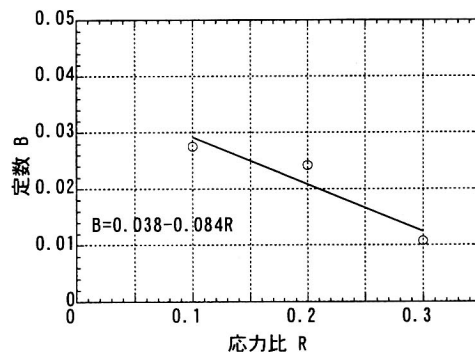


図-23 定数 B と応力比の関係

ん断の一定振幅荷重による体積・せん断ひずみの臨界点の Dr がなぜほぼ対応するかについてはさらに今後の検討が必要であるが、今回の一連の実験によってそのような傾向が存在することは明らかと思われる。

さて、最終的な体積変化は図-15 に示す通りであるが、その過程における繰り返し回数 N とその時点での残留体積ひずみ $\varepsilon_v = \Delta V/V$ の関係を知ることは、地震のような有限回数の繰り返しせん断応力による土の体積変化量を評価する上で重要である。一般にこのような現象を表現する場合、次式のような双曲線式がよく用いられる。

$$\varepsilon_v = \Delta V/V = N/(a_s + b_s N) \quad (5)$$

ここで a_s と b_s は定数であり、このうち b_s は $N \rightarrow \infty$ のときの体積ひずみ ε_v と $b_s = 1/\varepsilon_v$ の関係があることは式より明らかである。八木⁴⁾ は繰り返しせん断応力による砂の体積変化量を表現するに当たり式(5)を次のように変形し、この式を用いることの妥当性を調べている。

$$N/\varepsilon_v = a_s + b_s N \quad (6)$$

本研究で得られた試験結果の一部を式(6)の形で示したものが図-20 である。この図より、各プロット点は式(6)の直線とほぼ近似できることが分かり、本研究においても双曲線近似の妥当性があると言える。定数 $b_s = 1/\varepsilon_v$ についてはすでに式(1)～(4)により、相対密度 Dr と応力比 R の関数として定式化されている。そこで定数 a_s が試料

の均等係数 U_c や相対密度 D_r および繰り返し応力比 R に対し、どのように変化するかを検討した。

図-21 は全試料、全応力比における式(5)中の定数 a_3 を相対密度に対してプロットしたものである。データのバラツキは大きい、定数 a_3 の値は R の増加に伴い小さくなり、相対密度が大きくなるにつれて緩やかに増加する。今回用いた試料の均等係数の範囲内では試料の違いによる有意な差は見出せず、砂礫の沈下特性は少なくとも $R=0.3$ までの応力比の範囲では粒度分布の違いに関わらず相対密度により統一的に評価できると言えそうである。そこで各応力比で a_3 を相対密度 D_r の一次関数と近似すると a_3 は以下の式で表せる。

$$a_3 = A + B(D_r \%) \quad (7)$$

ここで定数 A , B は応力比 R の関数となる。図-22, 23 はこの定数 A , B を R に対してプロットしたものである。

図-22 より図-21 における直線の切片である定数 A は $R=0.2$ と 0.3 のときではほぼ等しく、 $R=0.1$ では急激に増加したため、 R の指数関数で近似すると A は、

$$A = 4.1 \exp\{-(R-0.1)/0.028\} \quad (8)$$

と表せる。

また図-23 より図-21 における直線の傾きである定数 B は、バラツキはあるものの直線で近似することが可能と思われる、その場合定数 B は、

$$B = 0.038 - 0.084R \quad (9)$$

と表すことができる。

以上の検討より繰り返し回数 N と残留体積ひずみ ε_v の関係を繰り返し応力比 0.1 から 0.3 の範囲内で相対密度 D_r をパラメータとして表すことができた。

以上の結果を組み合わせると任意の相対密度と任意の応力比・繰り返し回数の一定振幅せん断応力を受けた砂礫の沈下ひずみ ε_v の評価式を導ける。すなわち、

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{N}{a_s + b_s N} \\ &= \frac{N}{[4.1 \exp\{-(R-0.1)/0.028\} + (0.038 - 0.084R)D_r] + b_s N} \quad (R > 0.05) \quad (10) \end{aligned}$$

ただし $N \rightarrow \infty$ での体積圧縮ひずみの収束値 ε_{∞} は、

$$\begin{aligned} \frac{1}{b_s} &= \varepsilon_{\infty} (\%) \\ &= \left\{ (0.77R - 0.040)(D_{rc} - D_r) \right\} + (8.8R - 0.44) \quad (11) \end{aligned}$$

となる。この式は少なくとも $U_c=1.7 \sim 13$ 程度の均等係数の砂礫について繰り返し応力比 $R=0 \sim 0.3$ の範囲で成り立つと考えられるが、あくまで今回の限られた条件の中での評価式であり、実地盤への適用性を増していくためには今後の更なるデータの集積が必要である。

5. 結論

SGI 型単純せん断試験機を用いて粒度分布の異なる砂礫試料を対象に、排水条件下での単調載荷および繰り返し載荷による体積変化特性を調べた。鉛直拘束圧 98kPa 一定の下での試験の結果、以下のような知見が得られた。

(1) 単調載荷試験で求められる限界間隙比(せん断前後での体積変化がゼロである間隙比)は砂礫の均等係数により大きく変化するが、相対密度で評価すると均等係数による変化は小さくなる。しかし同一相対密度であっても、最大粒径が大きく均等係数の大きな試料ほど正のダイレイタンスを生じやすい傾向が見られる。

(2) 繰り返しせん断時の体積ひずみは砂礫の粒度分布にほとんど依存せず、相対密度と応力比(せん断応力振幅/鉛直応力)により表される。

(3) 繰り返しせん断による体積ひずみと相対密度のプロットは折れ線関係となり、折れ曲がり点より低い相対密度においては体積ひずみが大きい、それより密な側では体積ひずみは小さい。

(4) 上記の折れ曲がり点は単調載荷試験での限界間隙比にほぼ対応している。つまり、限界間隙比より締まった砂礫は繰り返しせん断を受けても大きな体積収縮を生じることはない。また、限界間隙比はせん断ひずみやそれに伴う体積ひずみについての臨界点と解釈できる。

(5) 以上により、限界間隙比に対応した限界相対密度を導入し、繰り返しせん断時の体積ひずみを相対密度、繰り返し応力比、繰り返し回数をパラメータとして評価する実験式を導いた。

本研究で導かれた結果はあくまで非常に限られた条件の下で得られたものであり、実地盤への適用性を増していくためには大型実験などによるデータの積み重ねが必要である。また、現象のメカニズムも今後明らかにしていく必要がある。しかし、限界間隙比より密に締め固めた砂礫は繰り返し載荷によっても大きな沈下を生じにくいことは現場にもあてはまる重要な知見と考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所の立地多様化技術 第2編 第四紀地盤立地技術，土木学会，1996年3月。
- 2) Kokusho, T. and Tanaka, Y. : Dynamic Properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling, ASCE, Geotechnical Special Publication No.44-Ground Failure under Seismic Condition, pp.121-140, 1994.
- 3) 原忠，國生剛治：砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響，土木学会論文集，No.645, III-50, pp. 245-253, 2000年3月。
- 4) 八木則男：繰り返しせん断による砂の体積変化と過剰間隙水圧，土木学会論文報告集，第275号，pp. 79-90, 1978年7月。

(2002.6.19 受付)

VOLUME CHANGE CHARACTERISTICS OF GRAVELLY SANDS BY MEANS OF MONOTONIC AND CYCLIC SHEAR TEST

Ippei IWAMOTO, Takaji KOKUSHO and Takatsuna NAKANO

Monotonic and cyclic shear tests are carried out to study volume change characteristics of gravelly sands. In monotonic tests, the relative density of gravelly sands corresponding the critical void ratio e_{cr} , decreases with the increase of uniformity coefficient U_c , indicating that positive dilatancy is more dominant for gravelly soils with larger U_c . On the other hand, volume reduction of gravelly sands under cyclic loading, which is almost independent of U_c , depends greatly on whether initial void ratio is larger than e_{cr} determined in monotonic loading. An empirical equation for the volumetric strain of gravelly sands is proposed considering the effects of D_r , cyclic stress ratio and the number of cyclic loading.