

## 初期せん断応力を受ける埋立てまさ土の非排水繰返しせん断特性 および相対密度

### Effect of Initial Shear Stress on Undrained Cyclic Shear Characteristics and Relative Density of Reclamation Decomposed Granite Soil

野田翔兵 Shohei NODA (山口大学大学院理工学研究科)  
 兵動正幸 Masayuki HYODO (山口大学大学院理工学研究科)  
 金 佑泰 Wootae KIM (韓国海洋研究院)  
 中田幸男 Yukio NAKATA (山口大学大学院理工学研究科)  
 吉本憲正 Norimasa YOSHIMOTO (山口大学大学院理工学研究科)

兵庫県南部地震で被災した神戸市ポートアイランドで採取したまさ土を対象に、初期せん断応力を考慮した非排水繰返しせん断試験を行った。まさ土は 10%程度の細粒分を含むため、既存の方法では相対密度が 100%を超える状態が存在する。本研究では、そのような状態が存在しないよう提案された最小・最大密度試験方法を採用した。その結果、初期せん断応力の増加および相対密度の増加にともない非排水繰返しせん断強度は増加することが確認された。提案された最小・最大密度試験で得られた値より算出された相対密度を用いることで、相対密度と繰返しせん断強度との関係を適切に表すことができ、初期せん断応力作用下においても同様に示すことが可能となった。

キーワード：まさ土，初期せん断応力，相対密度，最小・最大密度試験，非排水繰返しせん断 (IGC:D-7, D-2)

#### 1. まえがき

1964 年新潟地震を契機に砂の液状化への関心が高まったが、対象となる砂は、比較的均一な粒径からなるシリカ砂であった。濃尾地震、東南海地震、福井地震、および新潟地震の地震災害記録・地盤調査結果にもとづきまとめられた液状化を起しやすいつ飽和砂質土の粒度<sup>1)</sup>は、 $0.074\text{mm} < D_{50} < 2.0\text{mm}$  で  $U_c < 10$  であった。

一方、1995 年兵庫県南部地震では、液状化を伴う壊滅的被害を受けたポートアイランドや六甲アイランドの地盤は、六甲連山を掘削し運搬された岩塊を含むまさ土により埋立てられたものであった。福島ら<sup>2)</sup>によると、ポートアイランドには、最大粒径 150mm,  $D_{50}=7.5\text{mm}$ ,  $U_c=21.0$  の、六甲アイランドには、最大粒径 100mm,  $D_{50}=2.2\text{mm}$ ,  $U_c=20.3$  のまさ土が用いられていたとされている。まさ土は、風化残積土であり、その粒度特性や破碎性から締固めに優れ良質な盛土材料として用いられてきた。これらの土は、粒度から見た上記の液状化判定基準に照らす限りにおいては、液状化を起しにくい材料と考えられていた。しかし、兵庫県南部地震では人工島内の各所で液状化が発生し、また重力式岸壁基礎の、まさ土による置換え砂の支持力低下による岸壁の側方移動で、水際の構造物に大きな被害が生じた。この地震被害を受け、埋立てまさ土の液状化

特性を調べるため、多くの研究者により非排水繰返しせん断試験が行われた。その結果、まさ土は比較的液状化を起しやすいつであることが指摘されてきた。

しかし、これらの研究の多くにおいて、まさ土が細粒分を有するにもかかわらず、一般の砂と同じ相対密度を準用し考察したものが多く見られる<sup>2)3)</sup>。最小・最大密度試験 (JIS A1224)<sup>4)</sup>については細粒分を 5%以上含む土については規定がないため、細粒分を含んだ砂質土においても、この試験方法を便宜的に準用しているケースが多い。しかし、細粒分を 5%以上含むまさ土においては、相対密度が 100%を超えるような状態が存在し得る<sup>5)</sup>。それにも拘わらず、まさ土を一般の砂と同じ相対密度の尺度で液状化強度を論じたものが多い。福島ら<sup>2)</sup>は、まさ土の液状化強度は、相対密度 100%以下では液状化強度に大きな差はないが、相対密度が 100%を超えた時点から液状化強度が急増することを示している。砂の相対密度は、Myerhof の式により標準貫入試験の  $N$  値との関係で表されることから、まさ土のような細粒分を含む土においても  $N$  値から相対密度を推定する場合も多くみられる。 $N$  値と相対密度、相対密度と液状化強度の関係を考えると、相対密度が 100%を超える状態が存在する土では液状化強度を適切に表すことができなため、そのような土の最小・最大密度試験の見直

しは極めて重要なことであると考えられる。

一方、これまでの地盤の地震時安定性を評価する研究は、水平地盤を対象にしたものがほとんどであった。その結果、水平地盤の液状化については大容が明らかにされてきた。しかしながら、最近の地震による被害の中で、斜面や盛土の崩壊が目立っており、谷埋め盛土上の家屋の被害などが大きな社会問題となっている。これらの地盤内要素の地震時挙動の評価には、あらかじめ働いている静的なせん断応力、すなわち初期せん断応力を考慮する必要がある。水平地盤のような初期せん断応力のない地盤に地震による繰返しせん断応力が作用しても、その応力が終止すると地盤は元の状態に戻る。しかし、あらかじめ一方に初期せん断応力が作用している地盤においては、地震等の繰返しせん断応力が作用すると、有効応力の低下に伴い変形もその方向に蓄積されていき、最終的に大きな残留変形が生じ破壊に至ることがある。土構造物の地震被害の中でも、地盤の残留変形による被害は多くみられる。

兵庫県神戸市の人工島で発生した岸壁の移動も、ケーソン式岸壁直下の置換砂としてのまさ土が、初期せん断応力下において繰返しせん断により有効応力が低下し、残留変形を起こしたことが原因であると考えられている<sup>6)</sup>。道路土工指針<sup>7)</sup>においても、道路盛土の地震時安定性の検討には、初期せん断応力を作用させた動的強度を用い、すべり安定計算を行って地震時すべり安全率を算定することと明記されている。しかし、初期せん断応力を受けた砂の動的強度についてのデータが不十分であり、動的強度の設定が困難であるという実情がある。これは、初期せん断応力を考慮した非排水繰返しねじりせん断試験や非排水繰返し三軸試験などが試験方法として基準化されていないため、実施できる機関も限られており、これらの動的強度を求めることが困難なためと考えられる。

以上のことを踏まえ、本研究では、埋立てまさ土の適切な相対密度、すなわち最大が100%となるような相対密度を検討し、さらに初期せん断応力を受けるまさ土の非排水繰返しせん断特性を調べることを目的とした。

## 2. 初期せん断を受ける砂の繰返しせん断に関する既往の研究

初期せん断応力を受ける土の動的強度を知ることは、斜面や土構造物の地震時における解析を行う上で重要な意味を持つ。これまでも関連する研究は行われてきており、種々の知見が示されている。1967年に発表された Lee and Seed<sup>8)</sup>による研究が初期せん断応力を受けた土の繰返しせん断挙動に関する研究としては最初である。この研究においては、圧密有効応力比  $Kc = \sigma_{1c} / \sigma_{3c}$  が1.0より大きい条件の異方圧密下の飽和砂の非排水繰返し三軸試験が行われている。結果、初期せん断応力の増加と共に液状化強度が増加していくことが示された。この研究を発端に、その後、さまざまな試験機や試験条件において研究がなされてきた。

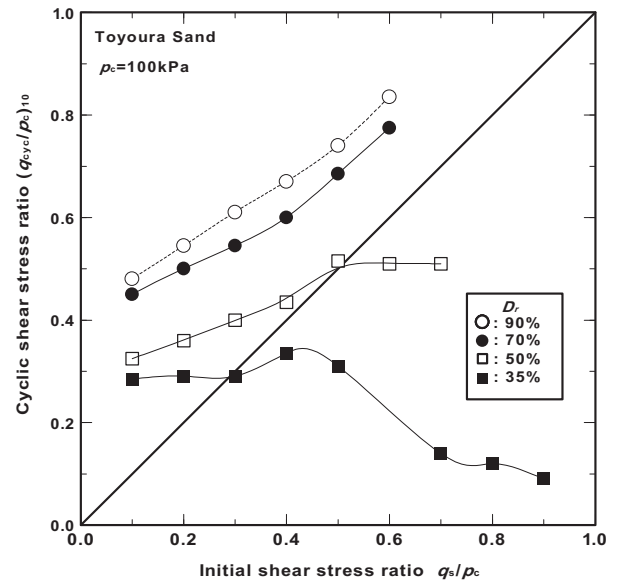


図-1 飽和砂における繰返し応力比と初期せん断応力比関係 (Hyodo ら<sup>9),10)</sup>

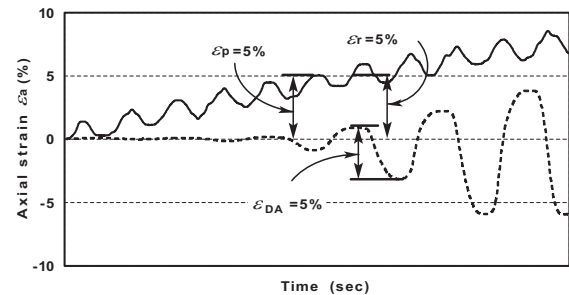


図-2 両振幅軸ひずみ・残留軸ひずみ・ピーク軸ひずみの概念図

ん断挙動に関する研究としては最初である。この研究においては、圧密有効応力比  $Kc = \sigma_{1c} / \sigma_{3c}$  が1.0より大きい条件の異方圧密下の飽和砂の非排水繰返し三軸試験が行われている。結果、初期せん断応力の増加と共に液状化強度が増加していくことが示された。この研究を発端に、その後、さまざまな試験機や試験条件において研究がなされてきた。

Hyodo ら<sup>9),10)</sup>は初期せん断応力が8種程度で、相対密度が35~90%の条件での豊浦砂の研究を行っている。その結果、初期せん断応力の増加に伴う強度の増加傾向は、図-1のように相対密度が高くなるに従い顕著になるという報告がなされている。一方、相対密度の低い緩い砂の場合には、初期せん断応力の増加に対して、ある応力から強度が減少に転じることも示されている。Vaid and Chern<sup>11)</sup>も同様の結果を示している。彼らは、密な飽和砂地盤を基礎地盤としている場合には、地震時において、盛土等の初期せん断応力の作用する地盤より初期せん断応力の作用しない水平地盤の方が危険であるが、緩い飽和砂地盤の場合においては、水平地盤より盛土等の初期せん断応力の作用する地盤の方が地震時に危険になることを示している。また、

破壊形態に関しては、初期せん断応力が作用すると、一方向に変形が生じ、最終的に大きな残留変形が蓄積し破壊に至ることが分かっている。このような場合、間隙水圧は初期有効拘束圧まで達しないため、有効応力が0となる完全液状化とはならない。また、軸ひずみ両振幅の発達が見られないため、残留軸ひずみもしくはピーク軸ひずみによって破壊を定義することとなる。ここで、残留軸ひずみとは各サイクルの繰返し応力終了時の軸ひずみであり、ピーク軸ひずみは各サイクルの繰返し応力圧縮側ピーク時における軸ひずみである。各ひずみの概念を図-2に示す。

初期せん断応力を受けるまさ土の非排水繰返しせん断強度に関する研究は、兵動ら<sup>3)</sup>や楠根ら<sup>12)</sup>により行われてきた。兵動らは六甲アイランドの埋立てまさ土を用いた研究を行っており、結果として相対密度が50%と80%で非排水繰返しせん断強度にさほど違いがなく、初期せん断応力の増加に伴い若干の強度増加があるもののその後減少に転ずる様子を示している。楠根らは、ポートアイランドの埋立てまさ土を用いており、初期相対密度が40%では初期せん断応力の増加に伴い強度は減少し、初期相対密度が80%の場合は初期せん断応力の増加に伴い強度が増加するが、その増加割合は小さく、豊浦砂のように顕著な増加が見られないことを示している。

このように、初期せん断応力作用下のまさ土は、高い相対密度であっても強度の顕著な増加は見られないことが示されているが、これはまさ土が細粒分を含むため相対密度を適切に定義できないことが要因だと考えられる。細粒分を含む土の場合、乾燥試料による最大密度試験では最大の密度を測定することができない。細粒分は、水分を含むことにより体積が減少し、乾燥状態より高い密度となる。

福島ら<sup>2)</sup>は、六甲アイランド・ポートアイランドの各埋立地において深さ6~9m付近より採取した凍結サンプリングの密度から相対密度を算定すると、ポートアイランドでは $D_r=87\sim 103\%$ 、六甲アイランドでは $D_r=132\sim 166\%$ であったと示している。このことから分かるように、まさ土は現場において100%を超える密な状態で存在することが考えられる。

以上のように、まさ土は相対密度が100%を超える状態が存在し、現場の密度としてもそれらの密な状態が存在することが考えられる。また、兵庫県南部地震により人工島で発生した被害は、ケーソン直下の初期せん断応力が作用するまさ土が繰返しせん断により破壊を引き起こしているものと考えられている<sup>6)</sup>。しかしながら、相対密度が100%を超えるような密なまさ土で初期せん断応力を考慮した研究は見当たらない。今後埋立てまさ土の強度を検討する場合や解析を行う場合にこれらの条件を考慮した研

表-1 試料の物理的性質

Sample	$F_c$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$e_{min}$	$\angle e$	$d_{50}$ (mm)	$U_c$
P.I.Masado	13	2.624	0.967	0.491	0.476	0.575	20.81
Toyoura	0	2.64	0.973	0.635	0.338	0.200	1.33

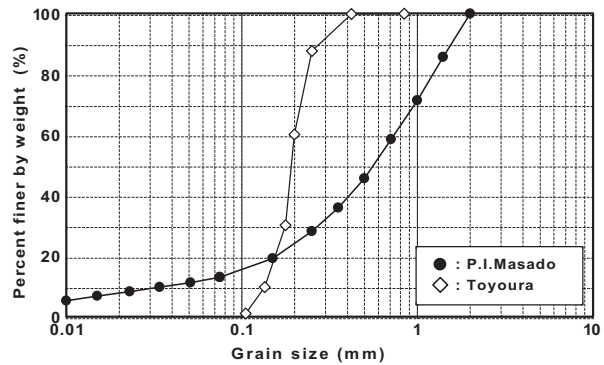


図-3 試料の粒径加積曲線

究結果は必要であると思われる。

### 3. 試料の物理的特性と実験概要

#### 3.1 試料の物理的特性

本研究では、神戸市のポートアイランドより採取したまさ土(P.I.Masado)を用いて実験を行った。表-1に本実験で使用した試料の物理的性質を豊浦砂と共に示し、図-3にはそれぞれの粒径加積曲線を示す。P.I. Masadoは13%の細粒分を含み、均等係数は豊浦砂に比べかなり大きな値を示しており、粒径幅が広いのが特徴である。供試体寸法が直径5cm、高さ10cmのため、実験には2mmふるいを通過したものを試料として用いた。表-1に示す最小・最大間隙比は、JIS規格の方法を用いて求めたが、P.I.Masadoは豊浦砂に比べ最小間隙比と最大間隙比の差が大きいことが分かる。

#### 3.2 実験概要

三軸供試体の作成は、水中落下打撃法により行った。空中落下法では、相対密度100%までしか作成できず、今回対象としているような密な状態を作るには、水に浸す必要があるため水中落下打撃法を採用している。作成時に細粒分の分離を防ぐため、モールド内の水は1cmほどの水位とした。密度の調整はモールド側面を木槌で打撃することにより行い、より密な供試体の作成は供試体上部に2.4kgの錘を載せモールド側面を打撃することにより行った。この方法は、ASTMによる最大密度試験方法に習ったものである<sup>13)</sup>。

以上の方法で供試体を作成した後、脱気水を通水し、背圧200kPaを与え、 $B$ 値が0.95以上であることを確認した。その後、所定の拘束圧( $\sigma_{3c}'=100\text{kPa}$ )で等方圧密あるいは異方圧密(初期せん断応力比 $\sigma_3'/2\sigma_c'=0, 0.1, 0.3 : \sigma_3'/2\sigma_c'=0,$



0.09, 0.25)を行い、非排水繰返しせん断試験を行った。繰返しせん断試験は、油圧載荷式の三軸試験機を用い、周波数 0.1Hz の正弦波で荷重を載荷させることにより行った。ここで、 $\sigma_{3c}'$ は側方有効応力、 $\sigma_c'=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$ は圧密後の初期平均有効主応力、 $\sigma_s'=(\sigma_1-\sigma_3)$ は異方圧密後の初期軸差応力を表している。また、繰返しせん断試験における繰返し軸差応力を $\sigma_d$ で表す。

#### 4. 非排水繰返しせん断特性

##### 4.1 等方圧密下の非排水繰返しせん断特性

図-4 に金ら<sup>5)</sup>によって得られた P.I.Masado の液状化強度曲線を示す。この図は空中落下法において供試体を作成した P.I.Masado の試験結果であり、初期相対密度は  $D_{ri}=50, 70, 90\%$  である。初期相対密度  $D_{ri}=50, 70\%$  においては、強度の違いがほとんど見られず、 $D_{ri}=90\%$  に至ってもわずかな強度増加しか認められない。兵動ら<sup>3)</sup>による研究も同様な傾向を示している。

次に、水中落下打撃法において供試体を作成した場合の液状化強度曲線と比較のため空中落下法によるそれを図-5 に示す。打撃を行わない水中落下法により作成したものは、一番緩い密度の供試体で  $D_{ri}=95\%$  であった。また、供試体上部に錘を乗せモールド側面を打撃して作成する水中落下打撃法では、初期相対密度が  $D_{ri}=120\%$  となった。このように密な供試体を作成できたのは、細粒分を含むまき土を水に浸すことで密度が増加したためである。液状化強度をみると、 $D_{ri}=95\%$  は、空中落下で作成した  $D_{ri}=90\%$  と比較すると若干の強度増加が見られるが、さほどの増加は見られない。しかし、 $D_{ri}=105\%$  まで初期相対密度が増加すると、液状化強度曲線は急な立ち上がりを示し、強度が大きく増加している。これより、P.I.Masado は相対密度が 100% を超えると強度が著しく増加するものと考えられる。

##### 4.2 初期せん断応力下の非排水繰返しせん断特性

種々の初期せん断応力を作用させた P.I.Masado の非排水繰返しせん断試験を初期相対密度  $D_{ri}=95, 105, 120\%$  の条件で行った。図-6 と図-7 は、初期相対密度  $D_{ri}=95, 120\%$  における初期せん断応力比  $\sigma_s'/2\sigma_c'=0, 0.25$  についての代表的な軸差応力・軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。初期せん断応力を作用させない等方圧密状態では、伸張側と圧縮側の両側に大きな軸ひずみが生じており、異方性のない軸ひずみの発達が見られる。一方、初期せん断応力比  $\sigma_s'/2\sigma_c'=0.25$  の比較的大きな初期せん断応力を作用させた場合には、圧縮側に軸ひずみが漸増していき、最終的に大

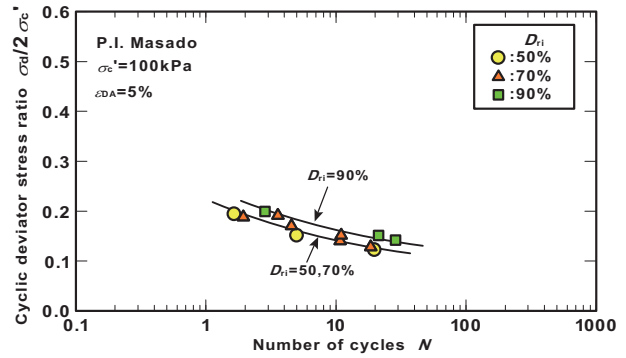


図-4 液状化強度曲線（空中落下<sup>5)</sup>）

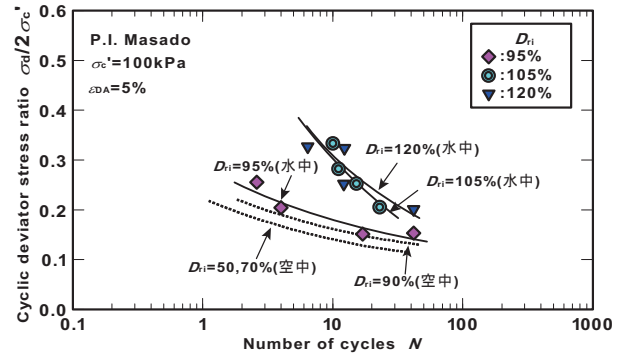


図-5 液状化強度曲線（水中落下）

きな残留ひずみを蓄積し破壊に至っている様子が認められる。次に有効応力経路に着目すると、初期せん断応力が作用しない場合では、比較的少ない回数で有効応力が 0 となる完全液状化に至っており、軸差応力・軸ひずみ関係を裏付ける結果となっている。しかし、初期せん断応力比  $\sigma_s'/2\sigma_c'=0.25$  の場合には、過剰間隙水圧の発生により有効応力の減少が見られるものの、完全液状化には至らないことが確認できる。また、相対密度の違いに着目すると、軸ひずみの発生状況や有効応力経路の傾向は同じであるが、 $\sigma_s'/2\sigma_c'=0, 0.25$  のいずれの場合においても破壊に至るまでの繰返し回数や応力比は増加する傾向にあることが分かる。以上のように、初期せん断応力下での繰返しせん断による破壊は、必ずしも完全液状化には至らず、軸ひずみも初期せん断応力の作用する方向に残留する形で発達していき、軸ひずみ両振幅の発達が見られない。そこで、初期せん断応力下の繰返しせん断による破壊は、両振幅軸ひずみが  $\varepsilon_{DA}=5\%$  に至ったとき、もしくはピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p=5\%$  に至ったときのいずれか早い方を定義する。ピーク軸ひずみ  $\varepsilon_p=5\%$  を破壊と定義した理由は、液状化による破壊を両振幅軸ひずみ  $\varepsilon_{DA}=5\%$  で与えたことに対応するものであり、このピーク軸ひずみ付近を超えると有効応力の低下がほとんど見られなくなり破壊に至ったと考えられることによる。この定義を基に、図-8、図-9 に繰返し応力比  $\sigma_s'/2\sigma_c'$  と繰返し回数  $N$  の関係を相対密度  $D_{ri}$  および初期せん断応力比  $\sigma_s'/2\sigma_c'$  毎に示す。図-8(a) は初期せん断応力比

$\sigma_v/2\sigma_c'=0.09$ における非排水繰返しせん断強度曲線である。初期相対密度が95%から105%に増加すると、非排水繰返しせん断強度は若干上昇していることが見て取れる。図-8(b)の比較の大きな初期せん断応力比 $\sigma_v/2\sigma_c'=0.25$ においても、相対密度の増加により非排水繰返しせん断強度の増加が見られる。これは、同じP.I.Masadoの研究を行っている楠根ら<sup>12)</sup>による研究結果と同様な傾向を示すものである。また、図-9は初期相対密度 $D_{ri}=95\%$ の条件で非排水繰返しせん断強度に及ぼす初期せん断応力比 $\sigma_v/2\sigma_c'$ の影響を示した図である。図-9を見ると、初期せん断応力比が増加するごとに、大きな上昇ではないが非排水繰返しせん断強度も増加している。

これより、P.I.Masadoにおいては相対密度が100%近く、もしくはそれを超えた辺りで密な性状を示すものと考えられる。

図-10は、それぞれの相対密度における非排水繰返しせん断強度に及ぼす初期せん断応力の影響を見るため、繰返し回数20回における繰返しせん断応力比 $\sigma_v/2\sigma_c'$ と初期せん断応力比 $\sigma_v/2\sigma_c'$ の関係でまとめたものである。図-10の $D_{ri}=50, 80\%$ のまき土については、既往の研究<sup>3)</sup>により得られた六甲まき土の結果を比較のため示したものである。また、豊浦砂の結果<sup>9),10)</sup>も比較のため同様に示している。 $D_{ri}=50, 80\%$ 程度の緩いまき土については、初期せん断応力比が $\sigma_v/2\sigma_c'=0.1$ で若干の強度増加が見られるが、 $\sigma_v/2\sigma_c'=0.2$ では強度が減少している。さらに、初期せん断応力比が $\sigma_v/2\sigma_c'=0.4$ となると大きく強度が減少している様子が認められ、初期の強度がほぼ同じである豊浦砂の相対密度50%の結果と比較しても、かなり強度低下していることが分かる。次に、 $D_{ri}=95\%$ の水中落下打撃法

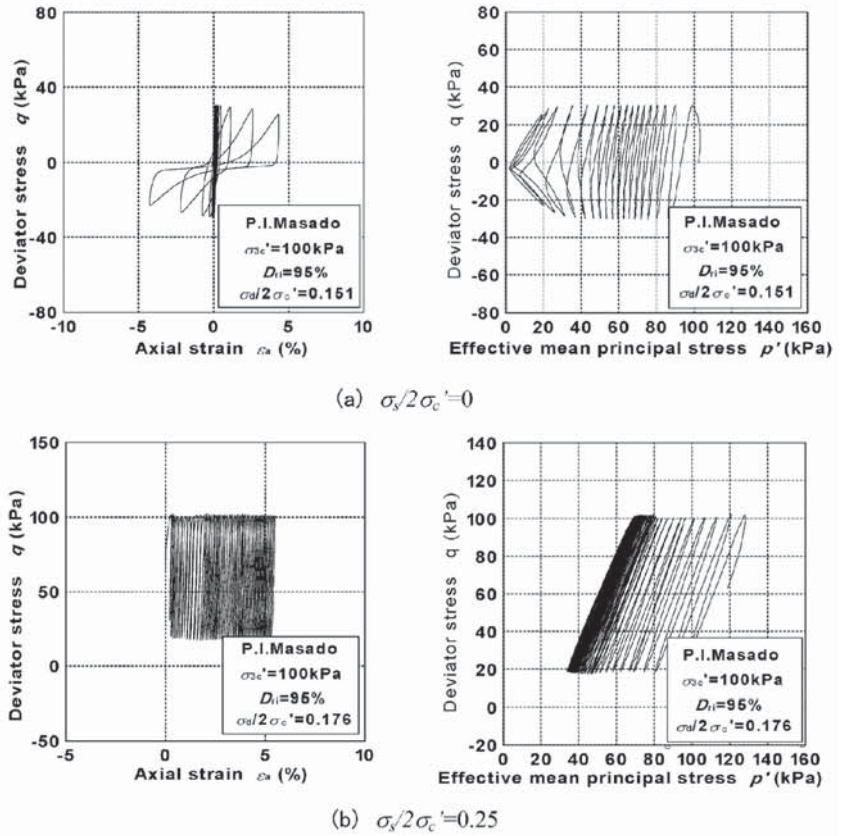


図-6 代表的な軸差応力・軸ひずみ関係及び有効応力経路 ( $D_{ri}=95\%$ )

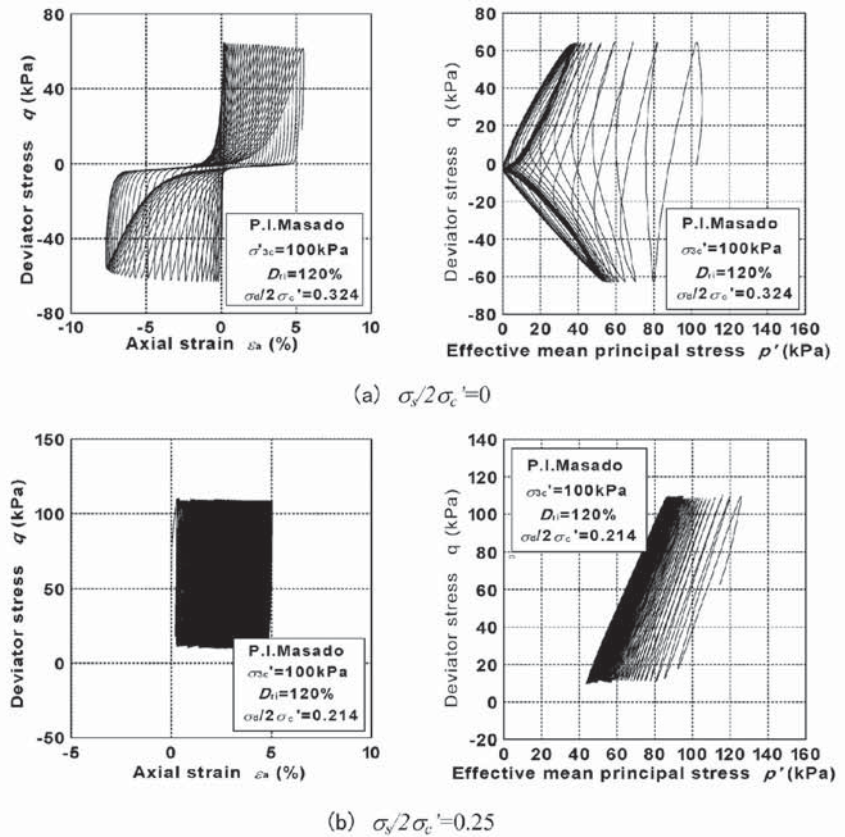


図-7 代表的な軸差応力・軸ひずみ関係及び有効応力経路 ( $D_{ri}=120\%$ )

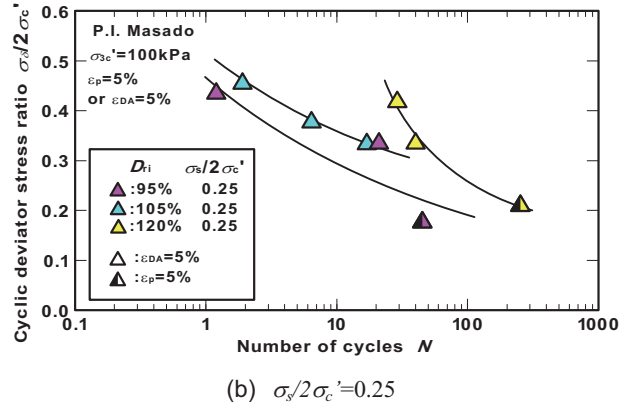
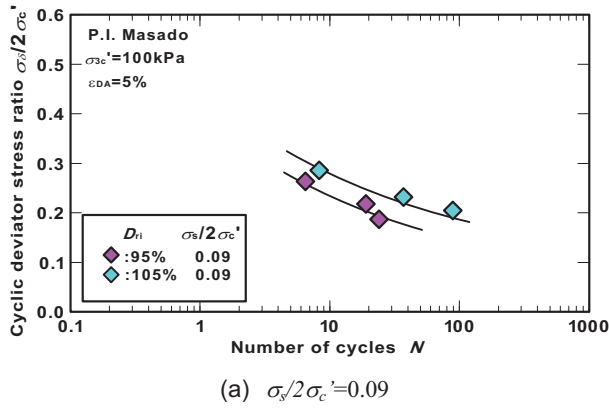


図-8 繰返しせん断強度曲線 (相対密度の影響)

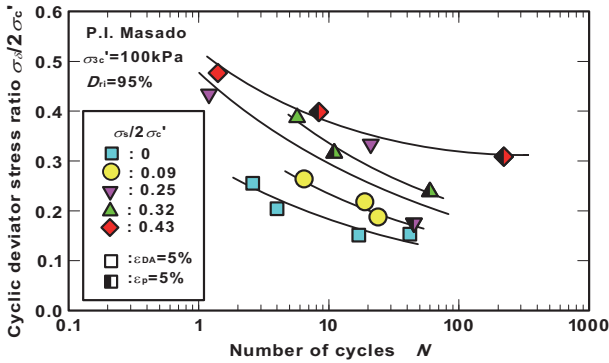


図-9 繰返しせん断強度曲線 (初期せん断応力の影響)

により作成した P.I. Masado の強度を見ると、緩いまさ土のような強度低下は見られず、初期せん断応力が増加しても強度が減少することなく増加する傾向が認められる。豊浦砂の結果では初期相対密度 70% が同様な強度増加の傾向を示している。また、 $D_{r1}=120\%$  の結果では、初期せん断応力比が  $\sigma_s/2\sigma_c'=0.25$  において初期せん断応力を作用させないものと比較すると著しく強度が増加していることが分かる。以上のことから、豊浦砂では相対密度 70% で強度増加がみられるのに対し、P.I. Masado では相対密度が 95% 以上にならないとすればその傾向を示さないことが分かる。

5. 細粒分を 5% 以上含むまさ土の最小・最大密度試験

相対密度を決定する上での最小・最大密度試験は JIS 法によって定められており、2mm 以上の礫を含む試料の最小・最大密度試験は JGS 0162-2006 に礫の最小・最大密度試験として規定がある。しかし、細粒分 5% 以上の砂質土の最小・最大密度試験は測定方法に定まった規格がないのが現状である。P.I. Masado は細粒分が 13% 含まれており、初期相対密度が 100% を超えた供試体も存在している。しかし、相対密度が 100% を超えるということには不自然さ

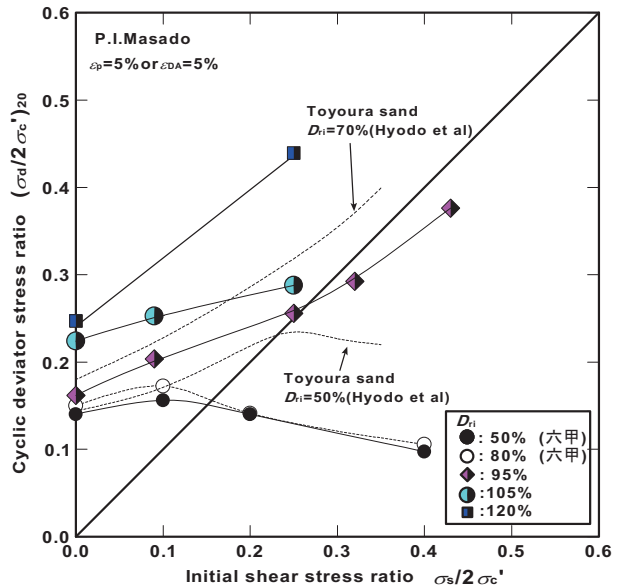


図-10 繰返しせん断応力比—初期せん断応力比関係

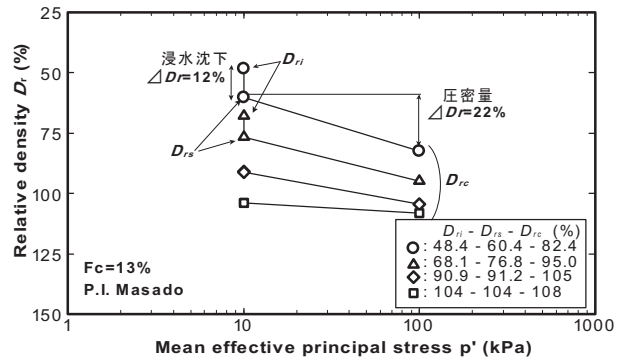


図-11 P.I. Masado の浸水沈下・圧縮特性

が生じる。この相対密度が 100% を超える状態が存在する要因として、コラプス沈下が考えられる。細粒分を含むまさ土は、水浸によるコラプス沈下が生じ、体積収縮することで相対密度が増加する。図-11 に P.I. Masado の水浸沈下後および圧密後の相対密度を示す。図中の記号は、 $D_{r1}$  が初期相対密度、 $D_{rs}$  が水浸後の相対密度、 $D_{rc}$  が圧密後の相対密度を表す。水浸によりコラプス沈下が生じ相対密度が増加していることが分かる。初期相対密度  $D_{r1}=48.4\%$  の結



表-2 最小・最大間隙比

	$e_{max}$	$e_{min}$
JIS法	0.967	0.491
提案法	0.67	0.369

表-3 提案法による相対密度

JIS法 $D_r$	相対密度 (%)				
	63	81	92	105	120
提案法 $D_r^*$	50	64	73	84	96

果では、水浸だけで 12%もの相対密度の増加が認められる。この水浸による体積収縮は初期相対密度が高くなるにつれ減少し、 $D_{ri}=104\%$ においては体積収縮はほとんど生じていない。また、圧密によっても体積収縮が起こり密度が増加するが、これも初期相対密度が高くなるにつれ増加の割合は小さくなっている。圧密での密度の増加量も合わせると、初期相対密度  $D_{ri}=48.4\%$ のものでは 34%も相対密度が増加し、圧密後では  $D_{rc}=82.4\%$ となっていた。このように細粒分を含むまさ土は、水浸によってかなりの密度増加が生じ、また圧密も含めると相対密度が 100%を超える状態が容易に発生することが分かる。このようなコラプス沈下を考慮した相対密度を定義するには、乾燥状態での最小・最大密度で相対密度を定義するのではなく、湿潤状態での最小・最大密度で相対密度を定義する必要があると思われる。

金ら<sup>5)</sup>は湿潤状態における最小・最大密度試験の提案を行っている。この提案法は、ASTM法<sup>13)</sup>に準じた方法で行われている。ASTM法とは、内径 10cm、高さ 12.7cm の中型モールドを用いた方法であり、アメリカ材料試験協会が定める材料に関する規格である。JIS法との違いは、モールドの大きさと最大密度試験時に上部に 12kg の錘を載せることである。それに準じた提案法は、湿潤試料を用い内径 5cm、高さ 10cm の三軸モールドを用いた方法であり、最大密度試験で上部に載せる錘は 2.3kg としている。この錘の重さは ASTM法との体積比より算定している。打撃回数は 1000 回と 400 回ではほぼ差がないという結果より 400 回で統一している。この提案法により求めた相対密度を  $D_r^*$ とする。

P.I.Masado に対する提案法での最小・最大密度試験より得られた間隙比を表-2 に示す。最大間隙比においては、JIS法による結果の方が大きな値を示している。従って、最小間隙比は提案法により得られた結果を用い、最大間隙比は JIS法による結果を用いることとした。得られた相対密度  $D_r^*$ を表-3 に示す。図-12 は、P.I.Masado の繰返し回数 20 回時の液状化強度と初期相対密度  $D_{ri}$  の関係を示す。ここでの相対密度は、JIS法により得られた結果を用いている。豊浦砂は  $D_{ri}=60\%$ を超えた辺りから急激に液状化強度が

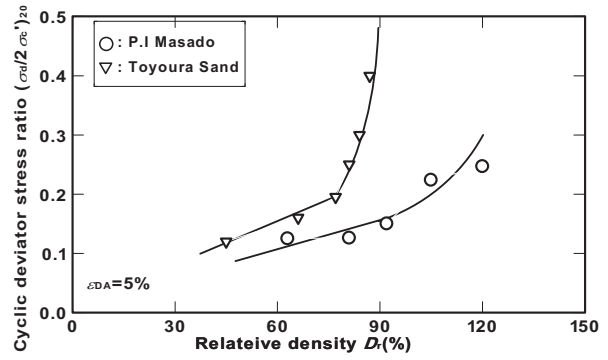


図-12 繰返し回数 20 回時の液状化強度と初期相対密度の関係 (JIS 法)

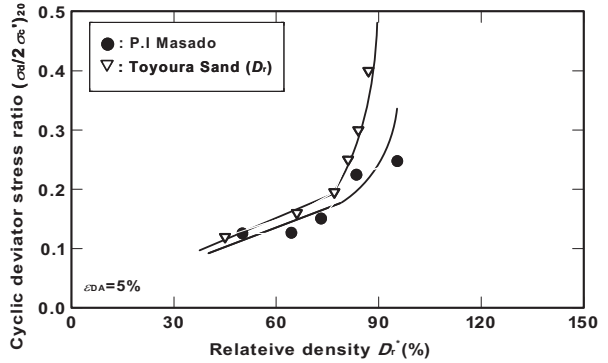


図-13 繰返し回数 20 回時の液状化強度と初期相対密度の関係 (提案法)

増加している。一方、P.I.Masado は  $D_{ri}=80\%$ を超えると液状化強度が増加している。図-13 は提案法で得られた最小・最大密度を用いて新しい相対密度  $D_r^*$ で定義した、繰返し回数 20 回時の液状化強度と初期相対密度  $D_r^*$ の関係である。初期相対密度  $D_r^*=64\%$ まではほぼ同じ強度であり、初期相対密度  $D_r^*=70\%$ を超えると液状化強度が増加していることがわかる。豊浦砂と比べると相対密度の増加に伴う液状化強度の増加を表す曲線は、多少右側にシフトしているが、これは対象とする土により液状化強度が異なるため完全に一致する必要はないと思われる。P.I.Masado の強度増加の曲線が、相対密度 100%に漸近する形で上昇していることから、良好な結果を示すことができたと考えられる。以上のことから埋立て地盤の液状化強度を求めるためには、埋立て時の相対密度  $D_r^*$ を推定し、原位置で想定される拘束圧レベルのもとで非排水繰返しせん断強度を求める試験を実施する必要があると考えられる。

提案法における相対密度を採用し、改めて繰返し回数 20 回における繰返しせん断応力比  $\sigma_d/2\sigma_c'$ と初期せん断応力比  $\sigma_v/2\sigma_c'$ の関係でまとめたものを図-14 に示す。初期相対密度  $D_r^*=76\%$ の P.I.Masado の強度が豊浦砂の  $D_{ri}=70\%$ の強度と同様な増加傾向にある。豊浦砂より強度が低いのは、初期せん断応力が作用していない時と同様であるので、提案法による相対密度は初期せん断応力が作用した時にも有効であることを示すことができた。ただし、相対密度

70%以下のまさ土の結果がないため、緩い密度に関しては今後の研究課題である。

P.I.Masado において提案法における相対密度  $D_r^*$  を適用することにより、相対密度と初期せん断応力作用下の非排水繰返しせん断強度の関係について、密なまさ土では適切に表すことができた。細粒分を含む砂においては  $D_r^*$  で定義した相対密度を適用することで適切な強度を示すことができると考えられる。

## 6. まとめ

本研究は、兵庫県ポートアイランドのまさ土を用い初期せん断応力下の繰返しせん断強度特性を調べ、さらに、提案された最小・最大密度試験を用いて、適切な相対密度と繰返しせん断強度関係を示すことを目的に行った。得られた結果を要約すると以下の通りとなる。

- (1) 等方応力状態でのまさ土の液状化強度において、空中落下法により作成した緩い供試体ではほとんど強度の違いは生じなかった。しかし、JIS 法による相対密度が 100% を超える供試体では、液状化強度曲線が急な立ち上がりを見せ、顕著な液状化強度の増加が認められた。
- (2) 初期せん断応力を作用させた埋立てまさ土は、JIS 法による相対密度 90% 以上においては初期せん断応力が増加するに従い繰返しせん断強度も増加することが確認できた。
- (3) 提案されている最小・最大密度試験法による相対密度の検討を行うと、P.I.Masado の液状化強度は、豊浦砂のそれに近い値を示し  $D_r^*$  で定義することの有効性を示すことができた。
- (4) 細粒分を 5% 以上含むまさ土では、 $D_r^*$  で定義した相対密度を適用し繰返しせん断強度を求めることで、適切な強度を表すことができると考えられる。
- (5) 初期せん断応力を作用させた繰返しせん断強度においても、 $D_r^*$  で定義した P.I.Masado と豊浦砂を比較すると、密な供試体では近い相対密度の結果において、同様な強度増加が認められた。

## 参考文献

- 1) (社)地盤工学会：第 2 回土の動力学に関する日米科学協力会合について，Soil mechanics and foundation engineering, Vol.18, No.3, pp.67-74, 1970.
- 2) 福島伸二，望月美登志：神戸人工島における埋立土の液状化特性に及ぼす密度・拘束圧の影響，土木学

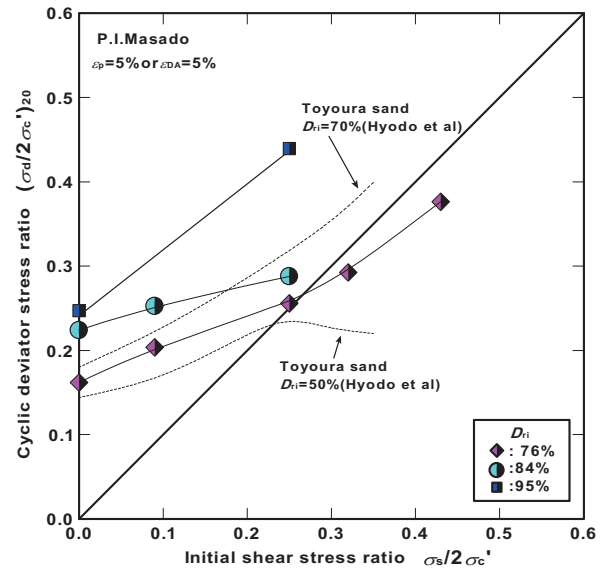


図-14 繰返しせん断応力比—初期せん断応力比関係 ( $D_r^*$ )

会論文集, No.687/III-56, pp.49-64, 2001.

- 3) 兵動正幸，荒牧憲隆，岡林巧，中田幸男，村田秀一：破砕性土の定常状態と液状化強度，土木学会論文集, No.554, III-37, pp.197-209, 1996.
- 4) (社)地盤工学会：土質試験の方法と解説，第 8 章 砂の最大・最小密度試験，pp.136-145, 2001.
- 5) 金佑泰，兵動正幸，中田幸男：まさ土の繰返しせん断特性に及ぼす細粒分の影響，第 57 回土木学会中国支部研究発表会，III-33, pp.261-262, 2005.
- 6) 井合進：ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌, Vol.80, No.6, pp.46-49, 1995.
- 7) (社)日本道路協会：道路土工—のり面工・斜面安定工指針，盛土の地震時安定性評価に関する参考資料，pp.458-464, 2007.
- 8) K.Lee and H.B.Seed：Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand, Proc.ASCE, Vol.93, SM5, pp.169-190, 1967.
- 9) Hyodo.M., Murata.H., Yasuhuku.N. and Fujii.T.：Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 10) Hyodo.M., Tanimizu.H., Yasufuku.N. and Murata.H.：Undrained cyclic and monotonic triaxial behavior of saturated loose sand, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.19-32, 1994.
- 11) Y.P.Vaid and J.C.Chern：Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.47-60, 1983.
- 12) 楠根経年，兵動正幸，中田幸男，村田秀一，荒牧憲隆，松下純子：ポートアイランド埋立てまさ土の繰返しせん断特性に及ぼす初期せん断応力の影響，地盤工学研究発表会, No.352, pp.705-706, 1997.
- 13) American Society for Testing and Materials：ASTM:Relative Density of Cohesionless Soils, STP No. 523, p.510, 1973.

(2010年7月5日 受付)