

# 粒子表面形状が異なる砂の地震応答液状化抵抗

日下部 伸<sup>1</sup>・森尾 敏<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 (株) 奥村組 技術研究所 主任研究員 (〒300-33 つくば市大砂 387)

<sup>2</sup>正会員 (株) 奥村組 電算センター・数値解析グループ

粒子表面のぎざの有無が異なる典型的な2種類の砂を使用し、オンライン実験手法により地震応答液状化抵抗について検討した。ぎざの有る砂はぎざの無い砂に比べ、地震応答液状化抵抗が強い。ぎざの無い砂は有効応力が半減するのが早く、ぎざの有る砂は有効応力が半減後もねばりを発揮する。ぎざの有無によるマイクロ・ダイレタンシー特性は、液状化抵抗を支配する重要な要因の一つであることを示した。

**Key Words** : particle surface shape, liquefaction resistance, on-line test, microscopy

## 1. ま え が き

砂粒子表面形状の差異により、液状化抵抗が大きく(1.5~2.0倍程度)異なることが報告されている<sup>1),2)</sup>。この分野の研究は最近始まったばかりであり、現在のところは電子顕微鏡による定性的な観察結果と室内の静的な繰返し載荷試験による液状化抵抗を論ずるにとどまっている。しかし、粒子表面の粗さの相違が無視し得ない重要な要因であるという報告は、従来の研究が十分考慮し得ていなかった砂の微視的特徴の評価の見直しを促すものである。

これらの研究は、いずれも等方圧密後、側圧および繰返しせん断応力一定の非排水三軸試験により実施されている。したがって、液状化のしやすさの一つの指標と砂粒子表面形状の差異を比較したものである。しかしながら、慣性力の作用により、ひずみが発生するという動的な地震応答の観点からは、現象の本質を必ずしも再現し得ていない。この点に関して、「土質試験の方法と解説」<sup>3)</sup>では、「繰返し非排水三軸試験は、その地盤の地震時における挙動を調べるものではなく、液状化のしやすさの程度を調べる一つの指標試験としての役割を与えられている。試験の実施と結果の利用にあたる際、この点を特に理解する必要がある。」と明記している。すなわち、粒子表面形状の差異が、地震応答液状化挙動に与える影響を慣性力の作用を評価した動的な実験手法で調べた既往の研究は、見あたらない。

以上の状況を念頭におきつつ、本論文では以下の検討を行った。まず、本研究で使用する2種類の砂の形状特性について調べ、この2つの砂が、粒度分布がほぼ同一で粒子表面の微視的の形状のみが異なる典型であることを

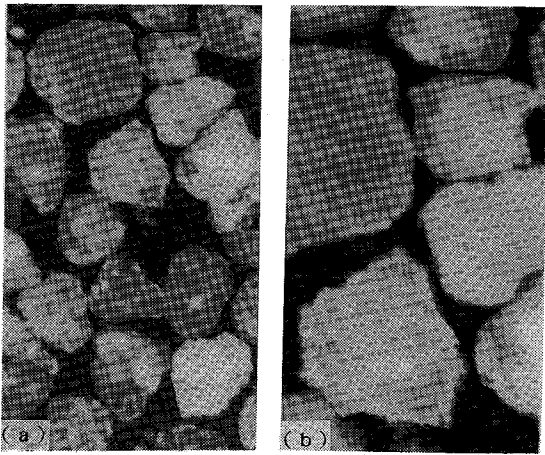
確認した。ついで、この2種類の典型的な砂を用い、同一の供試体作製方法、同一の相対密度、同一の初期応力条件下で単調載荷の非排水ねじり単純せん断試験を実施した。そして、単調載荷での基本的なせん断特性の類似性を確認した。さらに、同一の試験条件で応力振幅一定の繰返し非排水ねじり単純せん断試験を行い、粒子表面形状の差異により液状化抵抗が有意に異なる事実を再確認した。

しかる後に、事前に決定された応力やひずみの履歴を単に機械的に供試体に与えるのではなく、慣性力の作用による動的な地震時の地盤挙動を模擬するオンライン実験手法<sup>4)</sup>により、粒子表面形状の影響を詳細に調べた。その結果、同一条件下で実施した単調載荷の非排水ねじり単純せん断試験において、この典型的な2種類の砂は、大差の無い初期剛性と同一の変相線・破壊線を示すにも拘わらず、地震応答液状化抵抗が大きく異なることが明らかになった。

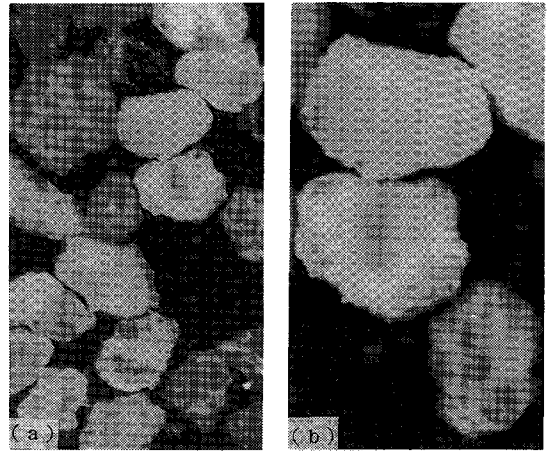
## 2. 典型的な2種類の砂の基本特性

### (1) 形状特性

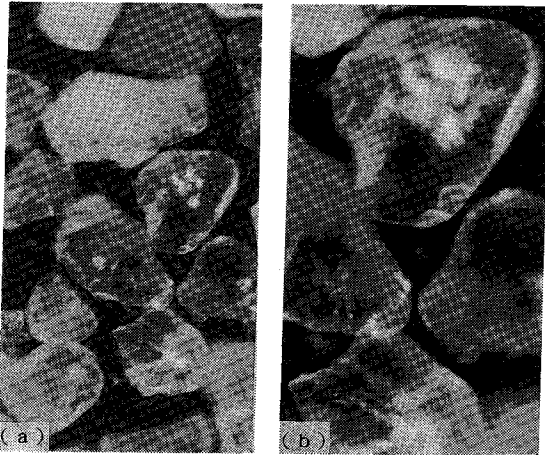
使用した砂は、福井県・若狭湾海岸で採取した若狭砂(土粒子比重 $\rho_s=2.705$ ,  $e_{max}=1.218$ ,  $e_{min}=0.747$ )と市販の豊浦砂(土粒子比重 $\rho_s=2.645$ ,  $e_{max}=0.975$ ,  $e_{min}=0.607$ )の2種類である。図-1に示す粒径加積曲線は、両者の粒度分布がほぼ同一であり、粒子の集合体としての形状特性が同一であることを示している。写真-1, 2の(a)(若狭砂)と写真-3, 4の(a)(豊浦砂)は、倍率30倍に拡大したものである。これらの写真より、若狭砂と豊浦砂の個々の粒子の全体的・部分的形状がお



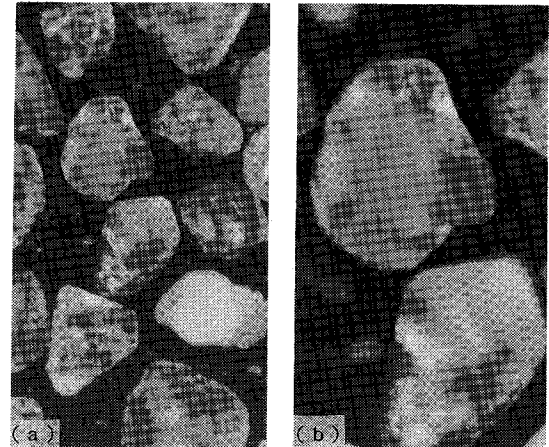
写真—1 若狭砂：ぎざ有り



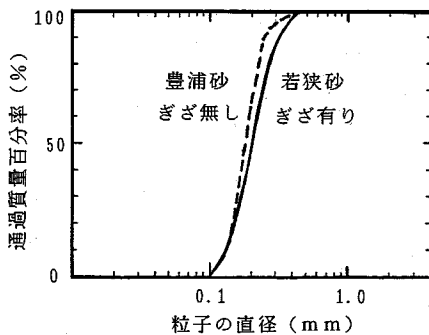
写真—2 若狭砂：ぎざ有り



写真—3 豊浦砂：ぎざ無し



写真—4 豊浦砂：ぎざ無し



図—1 粒径加積曲線

おむね類似であることが知れる。同じく写真—1, 2の (b) (若狭砂) と写真—3, 4の (b) (豊浦砂) は、倍率 60 倍に拡大したものである。これらの写真より、若狭砂の粒子表面が極めて粗く、豊浦砂の粒子表面が非

常に滑らかであることが知れる。以上の観察結果では粒子の偏平の程度は評価できていないが、ここでは両者(若狭砂と豊浦砂)は主として、粒子表面の微視的の形状のみが異なる典型的な砂とみなした。以下では、粒子表面が粗く、ぎざぎざの形状が著しい若狭砂をぎざ有りと呼び、反対に粒子表面が滑らかで、ぎざぎざが顕著でない豊浦砂をぎざ無しと呼ぶことにする。

## (2) 単調および繰返し荷重時のせん断特性

典型的なこの2種類の砂を用いて、単調および繰返し荷重の非排水ねじり単純せん断試験を実施し、基本的な非排水せん断挙動を調べた。

### a) 供試体と要素試験方法

本研究で実施する要素試験は、後述のオンライン地震応答実験を含め、全て中空ねじり単純せん断試験である。中空円筒状のモールドを用いて、気乾状態の砂を空中落

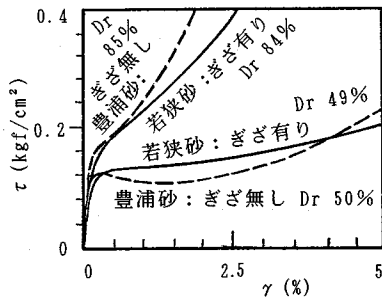


図-2 せん断応力-せん断ひずみ関係

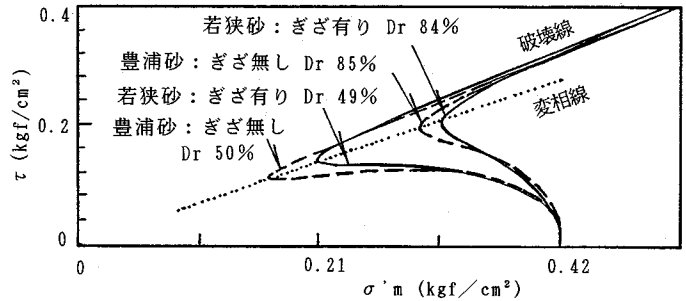


図-4 有効応力経路

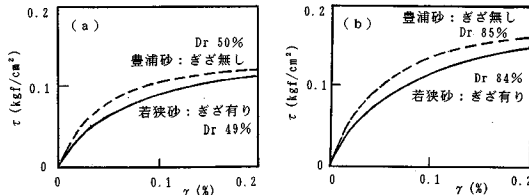


図-3 せん断応力-せん断ひずみ関係

下させ、外径 100 mm、内径 60 mm、高さ 100 mm (一部は 200 mm) の供試体を作製した。その後、供試体に有効拘束圧  $\sigma'_c$  を 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> 作用させ、CO<sub>2</sub> と脱気水を流し、バックプレッシャーを 1.50 kgf/cm<sup>2</sup> 加え飽和させた。

圧密方法は、静止土圧係数  $K$  を 0.50 (一部は 0.40) に設定した異方圧密とした。最初に所定の有効側方向応力  $\sigma'_H$  を等方的に載荷し、1 分後に異方分の有効軸方向応力  $\sigma'_V$  を加え、30 分後に圧密を打ち切った。単調・繰返し載荷およびオンライン実験で実施するせん断ひずみ制御の非排水ねじり単純せん断方法は、供試体を非排水条件にし中空円筒状供試体の中空部に満たした脱気水の出入りを止め、せん断中の供試体の高さを一定に保つ龍岡ら<sup>5)</sup>の方法になった。せん断ひずみ速度は全て 0.1 %/min、とした。

### b) 単調載荷時のせん断特性

緩詰め砂と密詰め砂を対象に単調載荷の非排水ねじり単純せん断試験を実施した。相対密度  $D_r$  は、ぎざ無しの豊浦砂で 50% と 85%、ぎざ有りの若狭砂で 49% と 84% である。 $\sigma'_V$  と  $\sigma'_H$  および平均有効主応力  $\sigma'_m$  は、それぞれ 0.630, 0.315, 0.420 kgf/cm<sup>2</sup> である。図-2, 3 に応力-ひずみ関係を示す。図-3 は図-2 のせん断初期の部分を拡大して表示したものである。図-4 に有効応力経路を示す。これらの図より、典型的なこの 2 種類の砂の基本的な非排水せん断特性として以下のことが知れる。せん断ひずみが 0.2% 以下の比較的初期のせん断剛性は、ぎざ無しの豊浦砂の方がぎざ有りの若狭砂よりもやや大きい、両者の値に顕著な差は無い。さらに、せん断応力-平均有効主応力平面での変相線および破壊

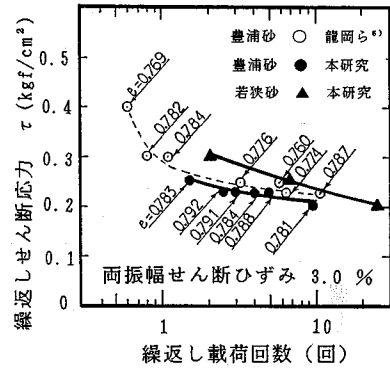
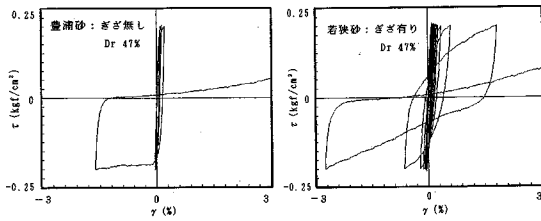


図-5 繰返しせん断応力と載荷回数との関係

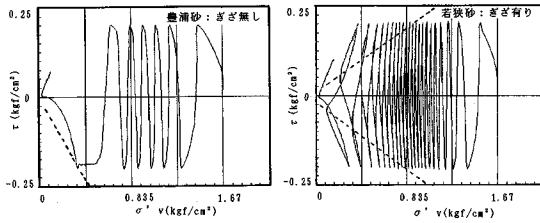
線は、ぎざの有無に拘わらず同一の線で表示されようである。この限りにおいて、2 種類の砂の単調載荷時の非排水せん断特性は、大差がなく、ほぼ同様であると言う判断も可能である。しかし、ダイレタンシー挙動が反転する変相点には有意な差がある。ぎざ有りの若狭砂は、ぎざ無しの豊浦砂に比べ、 $\sigma'_m$  の減少がより少ない位置で応力経路が反転している。これは、ぎざ有りの方が液状化抵抗が大きい事を示唆している。ぎざの有無が非排水せん断特性に与える影響は、単調載荷ではこの程度の差異であるが、繰返し載荷ではどのような影響を与えるかについて以下に示す。

### c) 繰返し載荷時のせん断特性

まず最初に、ぎざ無しの豊浦砂(緩詰め)の応力振幅一定の繰返し非排水ねじり単純せん断試験について述べる。 $\sigma'_V$  と  $\sigma'_H$  および平均有効主応力  $\sigma'_m$  は、それぞれ 1.67, 0.67, 1.00 kgf/cm<sup>2</sup> である。この実験ケースでは静止土圧係数  $K$  は 0.40 で、供試体高さは 200 mm である。図-5 は、繰返しせん断応力と両振幅せん断ひずみが 3% に達する繰返し回数の関係を示している。図中の数字は異方圧密後の間隙比  $e$  である。白丸はほぼ同一条件で実施された龍岡ら<sup>5)</sup>のデータである。黒丸はそれぞれ、後述のオンライン実験システムを構成する 6 台の中空ねじり単純せん断試験装置で得られた 6 個のデータ



図—6 セン断応力～せん断ひずみ関係



図—7 有効応力経路

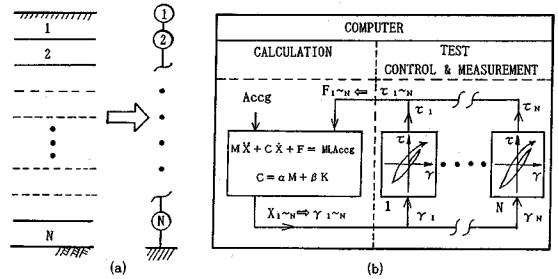
を示している（1台で1データ）。両者の間隙比の差を考慮すれば、この実験結果は、本研究で実施する液状化実験の再現性と信頼性が高いことを実証している。

この装置を用い同様の実験条件で、繰返し載荷時の液状化抵抗に与える粒子表面形状の影響を調べた。同一の空中落下高さで作製された供試体の相対密度  $D_r$  の平均値は、ぎざ無しの豊浦砂で51%（図—5の黒丸）、ぎざ有りの若狭砂で52%（図—5の黒三角、供試体高さ100mm）である。同図は、ぎざ有りの若狭砂の液状化抵抗が、ぎざ無しの豊浦砂に比べ強いことを示している。

相対密度が同一（47%）の供試体に、同一の繰返しせん断応力（0.20 kgf/cm<sup>2</sup>）を作用させた場合の応力～ひずみ関係、有効応力経路を図—6、7に示す（供試体高さは200mm）、図—7に破線で示した変相線の勾配は、単調載荷時と異なり、ぎざの有無による差が認められる。両振幅せん断ひずみが5%に達する繰返し回数を比較すると、ぎざ無しの豊浦砂の7回に対して、ぎざ有りの若狭砂は3倍強の23回である。

すなわち、この典型的な2種類の砂は、単調載荷の非排水ねじり単純せん断試験において大差の無い初期剛性と同一の変相線・破壊線を示すにも拘わらず、液状化抵抗がかなり異なることが明らかになった。ぎざの有無による繰返し載荷時の変相線の差異が、液状化抵抗の違いに関係している様である。

以上、本研究で使用する砂の基本的な材料特性を把握した。以下では、粒子表面の微視的形状のみが異なる典型的なこの2種類の砂を用いて、慣性力の作用下での動的な地震時挙動の差異をオンライン実験手法により詳細に調べることとする。



図—8 オンライン実験の概念

### 3. オンライン実験方法

本研究で用いるオンライン実験手法では、図—8（a）に示すように  $N$  層から成る解析対象地盤を  $N$  自由度の質点系にモデル化し、基礎面から地震動を入力する。以下に手法の概要とサブストラクチャ・オンライン実験法について述べる。

#### (1) 手法の概要

オンライン実験システムは、図—8（b）に示すように地震応答計算部と要素試験の計測・制御部から成る。同図の左半分にした地震応答計算部で質点系の運動方程式を解く。図中の Accg は入力加速度、 $M$  は質量マトリックス、 $C$  は減衰マトリックス、 $F$  は復元力ベクトル、 $L$  は単位ベクトル、 $K$  は初期剛性を用いたマトリックス、 $\dot{X}$  は相対加速度ベクトル、 $\dot{X}$  は相対速度ベクトル、 $\alpha$ 、 $\beta$  はレイレイ減衰の定数である。本研究では  $\alpha = \beta = 0$  を用い、減衰は履歴減衰のみが評価される。数値積分法は第一ステップで線形加速度法、第二ステップ以降で中央差分法を用いる。図—8（b）の右半分にした計測・制御部では、応答計算で得られた応答変位  $X_{1-N}$  に相当する各層のせん断ひずみ  $\gamma_{1-N}$  を各層を代表する  $N$  個の要素試験装置の供試体にそれぞれひずみ制御方式で加える。事前に設定した収束条件内に  $\gamma_{1-N}$  が制御された時点で、せん断応力  $\tau_{1-N}$  を自動計測する。この値を次のステップの応答計算部にオンラインで送り返す。この過程を繰返すことにより地震時地盤挙動を模擬する。

本実験では各供試体を非排水状態で独立して制御するため、要素間の連成は運動方程式の中で評価される。細粒分を含まぬ砂の液状抵抗は、ひずみ速度の影響をほとんど受けないので、せん断ひずみを高速で載荷する必要はない。

#### (2) サブストラクチャ・オンライン実験手法

オンライン実験で信頼性の高い応答実験結果を得るためには、現実の土層区分になるべく近いモデル化とそれに対応した初期応力状態を再現する必要がある。現実の

表一 実験・解析条件 (シリーズ1)

| 深度<br>(m) | 土層分割   | 湿潤密度<br>(t/m <sup>3</sup> ) | 初期応力状態<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |             | 豊浦砂      |      |       |       | 若狭砂      |       |
|-----------|--------|-----------------------------|----------------------------------|-------------|----------|------|-------|-------|----------|-------|
|           |        |                             | $\sigma'_v$                      | $\sigma'_H$ | 相対密度 (%) |      | 間隙比   |       | 相対密度 (%) | 間隙比   |
|           |        |                             |                                  |             | (a)      | (a') | (a)   | (a')  | (b)      |       |
| 0~1       | (1) M1 | 1.8                         |                                  |             |          |      |       |       |          |       |
| 1~2       | (2) M2 | 1.8                         |                                  |             |          |      |       |       |          |       |
| 2~4       | (3) S1 | 1.9                         | 0.450                            | 0.225       | 49       | 52   | 0.795 | 0.785 | 51       | 0.978 |
| 4~6       | (4) S2 | 1.9                         | 0.630                            | 0.315       | 50       | 56   | 0.791 | 0.769 | 52       | 0.973 |
| 6~9       | (5) S3 | 1.9                         | 0.855                            | 0.428       | 47       | 51   | 0.802 | 0.787 | 52       | 0.973 |
| 9~12      | (6) S4 | 1.9                         | 1.125                            | 0.563       | 49       | 49   | 0.796 | 0.793 | 50       | 0.982 |
| 12~15     | (7) S5 | 1.9                         | 1.395                            | 0.698       | 52       | 53   | 0.784 | 0.779 | 52       | 0.973 |
| 15~18     | (8) S6 | 1.9                         | 1.665                            | 0.833       | 50       | 56   | 0.791 | 0.770 | 51       | 0.978 |

表二 解析条件 (シリーズ2)

| 深度<br>(m) | 土層分割   | 湿潤密度<br>(t/m <sup>3</sup> ) | せん断剛性<br>G (kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|--------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 0~1       | (1) M1 | 1.8                         | 218                               |
| 1~2       | (2) M2 | 1.8                         | 218                               |
| 2~4       | (3) M3 | 1.9                         | 428                               |
| 4~6       | (4) S2 | 1.9                         | オンライン                             |
| 6~9       | (5) M4 | 1.9                         | 650                               |
| 9~12      | (6) M5 | 1.9                         | 650                               |
| 12~15     | (7) M6 | 1.9                         | 1111                              |
| 15~18     | (8) M7 | 1.9                         | 1111                              |

表三 実験条件 (シリーズ2)

| 砂の種類  | 相対密度 (%) | 間隙比   | 入力加速度 (gal) |
|-------|----------|-------|-------------|
| 豊浦    | 53       | 0.780 | 150         |
| 若狭    | 45       | 1.005 | 150         |
| 豊浦    | 54       | 0.778 | 100         |
| 若狭    | 50       | 0.981 | 100         |
| 豊浦    | 52       | 0.783 | 75          |
| 若狭    | 51       | 0.977 | 75          |
| 正規化若狭 | 45       | 1.006 | 75          |
| 豊浦    | 86       | 0.658 | 200         |
| 若狭    | 86       | 0.812 | 200         |

入力動の周波数特性を考慮すると、一層当たりの層厚をあまり大きくすることは避けねばならない。しかし、多層から成る全ての土層をオンライン実験することは、システムが高価になり、実験作業も煩雑になる。そのため、本研究では、サブストラクチャ・オンライン手法<sup>9)</sup>を用いている。この手法は、液状化や大変形が予想される部分のみを6連の中空ねじりせん断装置のオンライン実験により復元力を求め、他の部分の復元力は数学モデルにより計算し、あわせて地盤全体の挙動を実験・解析するものである。オンライン実験のアルゴリズムの詳細については、文献7)を参照された。

(3) 実験・解析条件

実験は、2シリーズ実施した。シリーズ1は、やや緩詰め砂地盤のみを対象にし、ぎざの有無による地盤全体の挙動の差異に着目した。シリーズ2は、やや緩詰めと密詰め砂の2種類の砂層を対象にし、特定の1つの層が液状化に至る過程でのぎざの有無による挙動の差異に着目した。

a) シリーズ1

シリーズ1の解析対象地盤および加速度入力波は、文献8)の委員会が設定した1964年・新潟地震・川岸町モデルに準じた。このシリーズでは、6連の実験装置によるオンライン実験の再現性を確認するため、ぎざ無し豊浦砂についてはほぼ同一の条件で実験を2回実施し

た。表一に土層分割、湿潤密度  $\rho_t$ 、初期応力状態、圧密打ち切り時の相対密度  $D_r$ 、間隙比  $e$  を示す。同表中の (a) と (a') はそれぞれ豊浦砂の2回の実験ケースを (b) は若狭砂の実験ケースを示す。全層厚18mのうち地下水位(深度2m)以下の層厚16mの第(3)~(8)層を6連の実験装置によりオンライン実験し、地下水位以浅の第(1), (2)層を線形弾性計算(せん断剛性  $G$  は218 kgf/cm<sup>2</sup>)とした。入力力は基盤入力とし、最大加速度振幅を100 galに設定した。

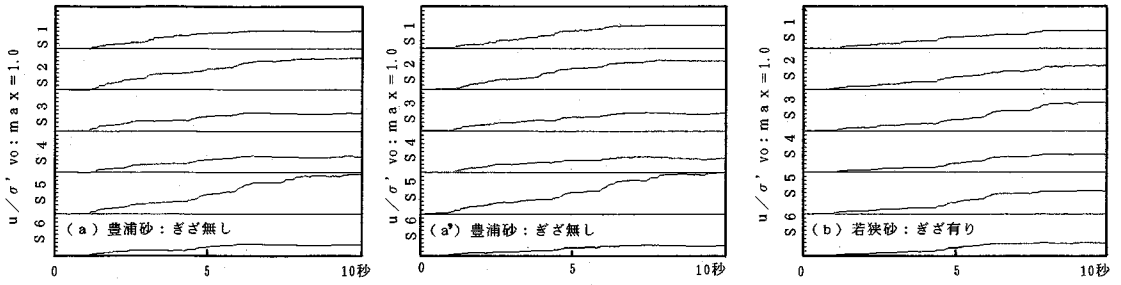
b) シリーズ2

後述のシリーズ1の実験結果では、ぎざ無しの第(7)層が液状化したのに対して、ぎざ有りの場合いずれの層も液状化には至らず、ぎざの有無により著しい差異が生じた。そこで、初期条件が同一で、特定の同一砂層が共に必ず液状化に至る過程での、ぎざの有無の影響を調べるためにシリーズ2を実施した。すなわち、他の層の応答挙動の差による影響をなるべく受けず、ぎざの影響のみを抽出できる地震応答液状化実験を設定した。そのため、表二の解析条件が示す様に、オンライン実験は深度4~6mの第(4)層のみで、他の土層は全て線形弾性計算とした。したがって、実際の地盤の条件とは異なる設定となっている。表三にオンライン実験部分の実験条件を示す。実験は、同表に示す様に、ぎざの有無と相対密度および入力加速度の組み合わせで、9ケース実施した。表中の正規化若狭砂とは、豊浦砂と同一の粒度に調整した若狭砂である。その他の条件はシリーズ1と同様である。

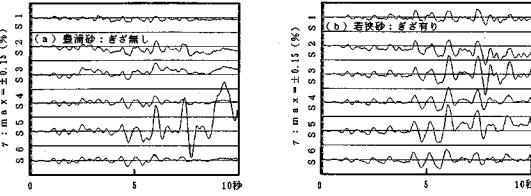
4. 6連のオンライン装置による砂地盤の地震応答液状化実験結果 (シリーズ1)

(1) 時刻歴

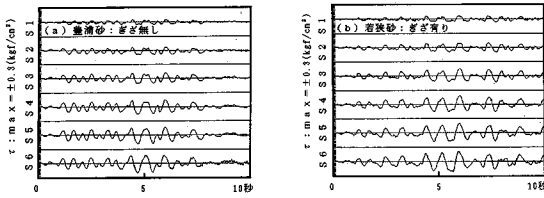
図-9は、オンライン実験で得られた各層の過剰間隙水圧  $u$  を初期の有効軸方向応力  $\sigma'_{v0}$  で正規化した間隙水圧比の時刻歴を示す。図-10はせん断ひずみ  $\gamma$  の時刻歴を、図-11はせん断応力  $\tau$  の時刻歴を示す。各々、(a)



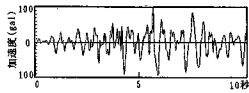
図—9 間隙水圧比の時刻歴



図—10 セン断ひずみの時刻歴



図—11 セン断応力の時刻歴



図—12 入力加速度波形 (川岸町モデル)

と (a') はぎざ無しの豊浦砂, (b) はぎざ有りの若狭砂である。図—12 は入力波形を示す。

図—9 から以下のことが知れる。ぎざ無しの豊浦砂 (a) と (a') では、ともに地震発生後、約 9 秒付近で第 (7) 層・S5 の間隙水圧比  $u/\sigma'_{vo}$  がほぼ 1 に達し、液状化の発生が認められる。すなわち、同一層がほぼ同一時刻に液状化に至っている。また第 (4) 層・S2 の  $u/\sigma'_{vo}$  も、ともに約 0.8 に達し、液状化直前の状態になる。その他の層も含め、地盤全体の間隙水圧比の挙動は極めて良く類似している。同一条件で実施されたこの 2 回のオンライン地震応答実験は、その再現性が高く、本研究で得られた実験結果の信頼性を保証している。

一方、ぎざ有りの若狭砂 (b) では、いずれの層の間隙水圧比も 0.7 以下で、かつ停滞傾向である。ぎざ無しの豊浦砂に比べ、ぎざ有りの若狭砂の地盤の方が、地震

応答過程での液状化抵抗が強いことが伺える。

図—10, 11 が示す様に、ぎざ無しの豊浦砂 (a) の第 (7) 層・S5 が液状化に近づく以前の 0~6 秒の間では、ぎざ有りの若狭砂 (b) のほうが全層において、せん断ひずみの発生量が若干大きい。しかし、せん断応力には、ぎざの有無による顕著な差はない。6 秒以降の地震応答挙動は、液状化に至る層の有無により著しく異なる。

## (2) 第 (7) 層・S5 の比較

ここでは、ぎざ無しの豊浦砂で液状化が発生した第 (7) 層・S5 に着目して結果を示す。せん断応力  $\tau$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係、有効応力経路、せん断ひずみ  $\gamma$  と有効応力  $\sigma'_v$  の関係を比較したのが図—13, 14, 15 である。

図—13, 14 の (a) と (a') は、それぞれ同一条件で実施された豊浦砂の 2 回のオンライン地震応答実験で、液状化に至った第 (7) 層・S5 の応力~ひずみ関係と有効応力経路を示している。液状化の実験は再現性が良くない場合もあり、結果の信頼性が問題視される事もある。しかし、同図に見られる様に、2 回の地震応答実験でそれぞれ液状化に至った層の応力~ひずみ関係と有効応力経路は、良く類似している。この結果は再現性と信頼性の高さを実証している。

さて、図—13 の (a) と (b) に記入した○印のピーク A 点において、せん断応力  $\tau$  はほぼ最大値に達し、これ以降  $\tau$  の振幅は減少に転じている。時刻歴図では、A 点は地震発生後約 6 秒に相当する。地震応答過程で液状化に至ったぎざ無しの豊浦砂では、既に筆者らが文献 4) で指摘したとおり、 $\tau$  の減少は  $\gamma$  の振幅があまり変化しない範囲で生じている。すなわち応力振幅一定の液状化試験と異なり、地盤剛性の低下は、図—13 (a) の A 点以降に見られる様に、 $\gamma$  の激増よりも、むしろ  $\tau$  の減少が進行することによって生じる様である。当然の事ながら、図—14 の有効応力経路も、応力振幅一定の液状化強度試験とかなり異なる。特にやや緩詰めぎざなしの豊浦砂の場合、有効応力経路は明瞭な変相点を示さず、

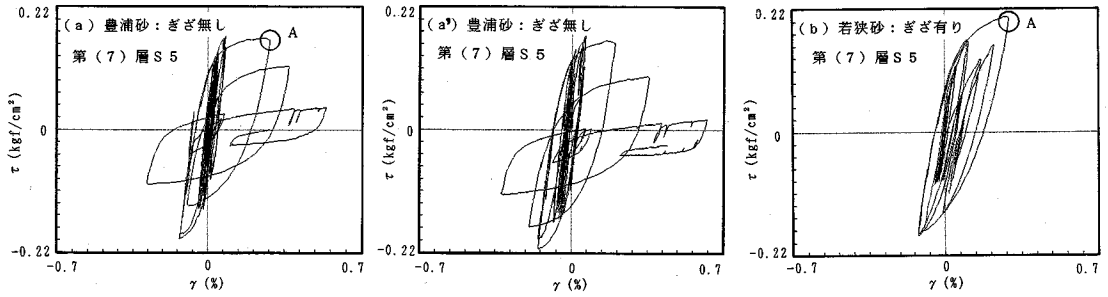


図-13 せん断応力～せん断ひずみ関係

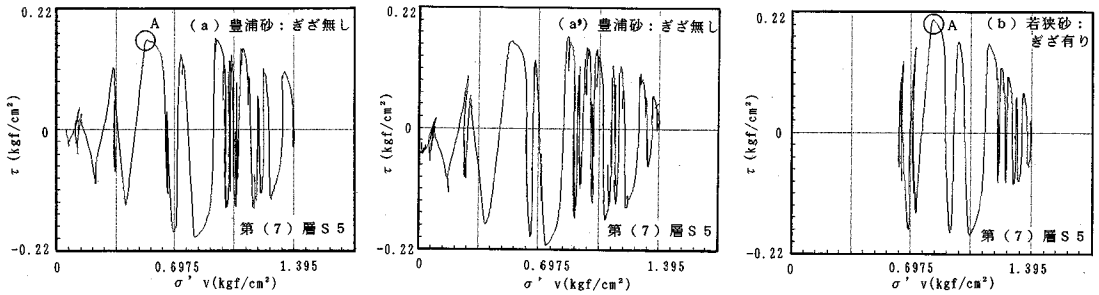


図-14 有効応力経路

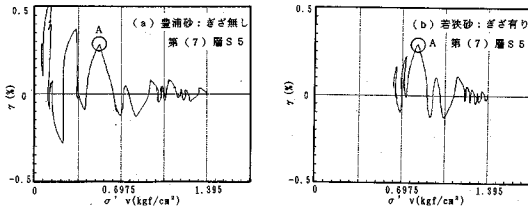


図-15 せん断ひずみ～有効応力関係

## 5. 特定の砂層を対象にしたオンライン地震応答液状化実験結果 (シリーズ2)

深度4～6mの第(4)層のみをオンライン実験により液状化させたシリーズ2の実験結果を以下に示す。

### (1) 時刻歴

図-16は緩詰め砂の時刻歴を示す。同図の(a)はぎざ無しの豊浦砂、(b)はぎざ有りの若狭砂の150 gal入力の結果である。それぞれ上段より、せん断応力 $\tau$ 、せん断ひずみ $\gamma$ 、間隙水圧比 $u/\sigma'_{v0}$ を示す。ぎざ無しの緩詰めでは間隙水圧比の立ち上がりが早く、 $\tau$ が急激に減少しほぼゼロの状態が続く。これに対し、ぎざ有りの緩詰めでは間隙水圧比の立ち上がりがかなり抑制され、 $\tau$ の減少過程でねばりを示す。同じく(c)は100 gal入力時の間隙水圧比を示す。ぎざの有無による有意な差が見られる。75 gal入力の(d)においてもぎざの有無による同様な差異が認められる。同図の若狭砂と正規化若狭砂の間隙水圧比の時刻歴はほとんど一致しており、図-1の豊浦砂と若狭砂の粒度の違いが液状化抵抗の違いに影響している可能性は、無さそうである。

図-17の密詰め砂の場合も同様に、ぎざの有無により地震応答液状化抵抗に有意な差が認められる。同図に見られる様に、間隙水圧比が最初に1.0に達した後の最大加速度に近い入力時に、必ずしも大きな $\gamma$ が発生して

A点以降も破壊線に沿って有効応力が回復する事もなく原点付近に収束し、液状化に至っている。

一方、ぎざ有りの若狭砂は液状化に抵抗し、ねばりを発揮する様子が $\tau$ ～ $\gamma$ 関係と有効応力経路に示されている。一般に、緩詰め砂は $\sigma'_v$ が50%程度低下直後、急激に液状化に至るとされている。図-15の $\gamma$ ～ $\sigma'_v$ 関係のA点に注目すると、ぎざの有無により $\sigma'_v$ が50%程度低下するまでの過程とその後の挙動が異なっている。ぎざ無しの豊浦砂では $\gamma$ が±0.1%程度で $\sigma'_v$ が50%以上低下し、その後、液状化が進行している。これとは対照的にぎざ有りの若狭砂では、 $\gamma$ が2倍の±0.2%程度発生しても $\sigma'_v$ の低下量は50%以下であり、液状化に突き進むことはなく、ねばりを発揮している。

16mの砂層を対象にした、6連のオンライン実験装置によるシリーズ1の実験結果は、ぎざの有無が砂地盤の地震応答液状化挙動に大きな影響を与えることを明らかにした。

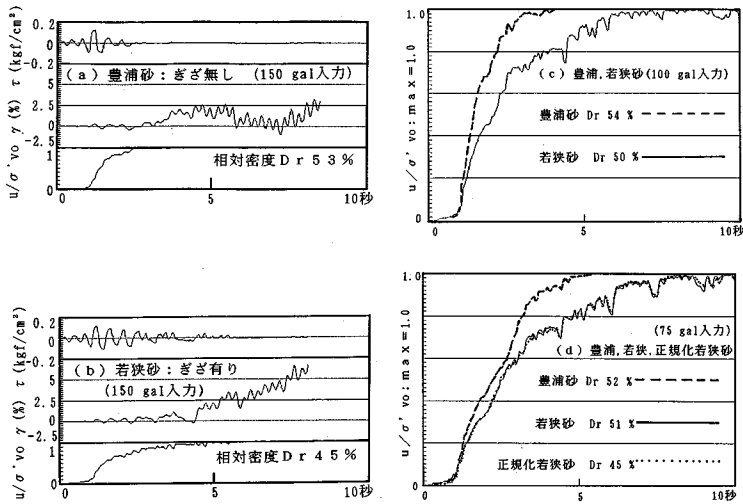


図-16 時刻歴 (緩詰め砂)

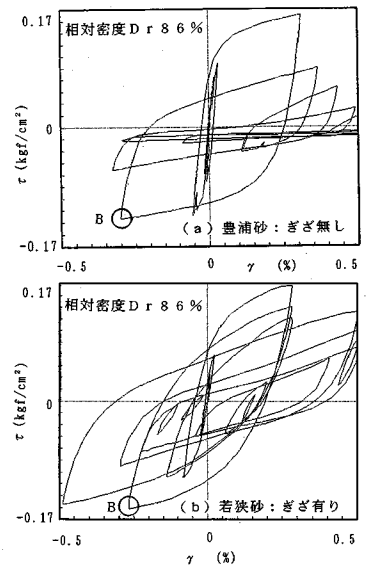


図-20 せん断応力～せん断ひずみ関係 (密詰め砂: 200 gal 入力)

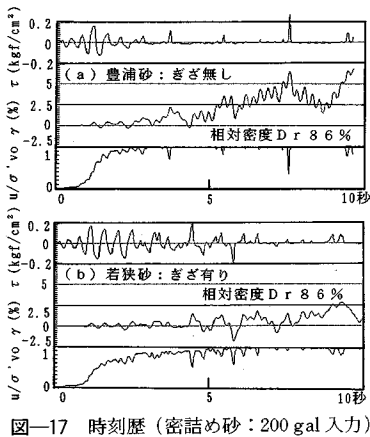


図-17 時刻歴 (密詰め砂: 200 gal 入力)

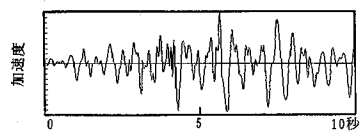


図-18 入力加速度波形 (川岸町モデル)

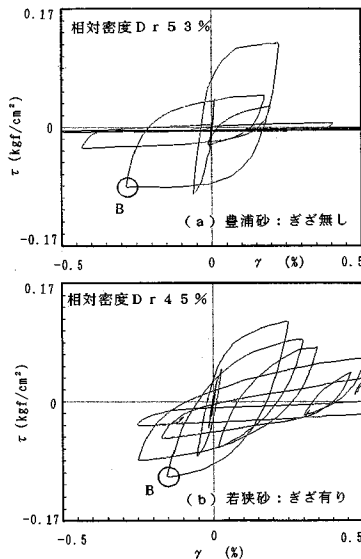


図-19 せん断応力～せん断ひずみ関係 (緩詰め砂: 150 gal 入力)

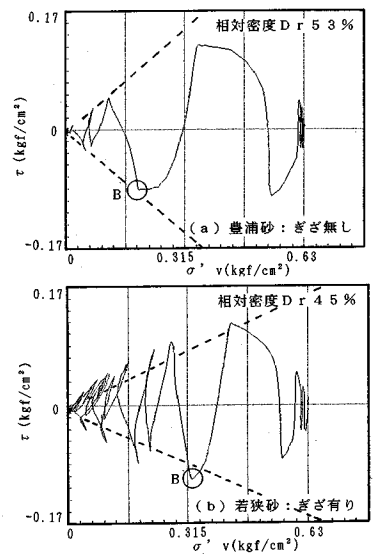


図-21 有効応力経路 (緩詰め砂: 150 gal 入力)

有効応力が回復するわけではない (図-18 参照)。密な砂の応力振幅一定の液化化試験に見られるサイクリック・モビリティと、密な砂の地震応答液化化挙動はかなり異なっている様である。

以下に、緩詰め砂の 150 gal, 密詰め砂の 200 gal の結果について詳細に検討する。

## (2) せん断応力 $\tau$ ～せん断ひずみ $\gamma$ 関係

図-19 は緩詰め砂の、図-20 は密詰め砂のせん断応力  $\tau$ ～せん断ひずみ  $\gamma$  関係を示す ((a) はぎざ無しの豊浦砂, (b) はぎざ有りの若狭砂)。図中の○印のピー

ク B 点は、最初に履歴曲線が大きく膨らんだループの除荷開始点を示している。時刻歴図では、B 点は地震発生後約 1.3 秒に相当する。ぎざ無しの豊浦砂では緩詰めも密詰めもともに、B 点以降、 $\gamma$  の振幅があまり変化しない範囲で  $\tau$  が急減している。これに対しぎざ有りの若狭砂では、ねばりが認められる。この様に、ぎざの有無による地震応答液化化抵抗の差が大きい。反面、地震応答液化化過程で発揮されるせん断応力の最大値  $\tau_{max}$  は、ぎざの有無による差が小さい。また、相対密度  $D_r$  が約 50% から 86% に変化しても、 $\tau_{max}$  は高々 40% 程度の



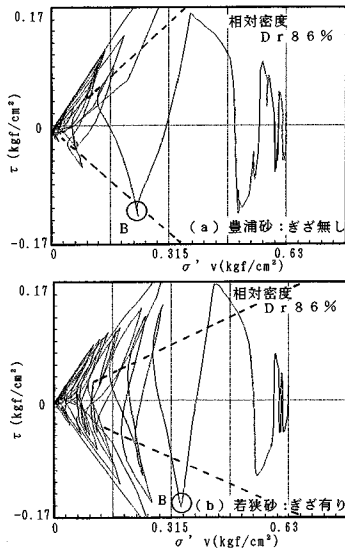


図-22 有効応力経路  
(密詰め砂: 200 gal 入力)

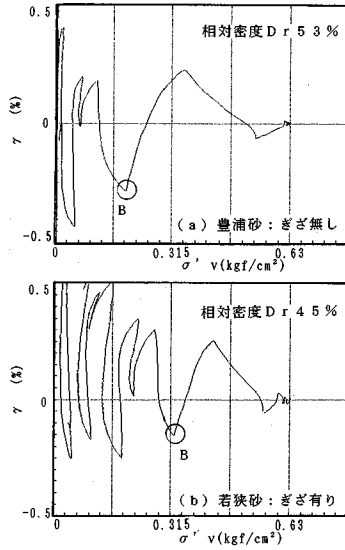


図-23 せん断ひずみ~有効応力関係  
(緩詰め砂: 150 gal 入力)

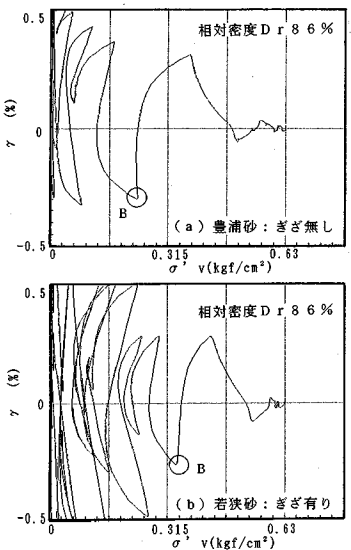


図-24 せん断ひずみ~有効応力関係  
(密詰め砂: 200 gal 入力)

変化にすぎない。地震応答液化化過程で発揮される  $\tau_{max}$  の値と液化化抵抗とは、相関が低そうである。

### (3) 有効応力経路

図-21 は緩詰め砂の、図-22 は密詰め砂の有効応力経路を示す ((a) はぎざ無しの豊浦砂, (b) はぎざ有りの若狭砂)。有効応力経路上の B 点の位置が示す様に、ぎざ有りの若狭砂に比べ、ぎざ無しの豊浦砂では、 $\sigma'_v$  が半減するのが早く、 $\sigma'_v$  が半減後のねばりに有意な差がある。図-22 が示す破壊線の勾配は、ぎざの有無によらずほぼ同一であるのに対し、図-21, 22 に破壊線で示した変相線の勾配は、ぎざ有りの方が小さい。この変相線の相異が液化化抵抗の差異に影響を与えている事が考えられる。

図-22 の密詰め砂の応答結果および図-17 の時刻歴から明らかな様に、この地震中に発生したサイクリック・モビリティ(有効応力が最初にほぼゼロに達した後、破壊線に沿ってせん断抵抗が大きく回復する現象)は、ぎざ無しで半サイクルが 1 回、ぎざ有りで同 2 回である。文献 4) で指摘したとおり、この地震応答液化化実験においても、密な砂の継続的なサイクリック・モビリティは発生しなかった。

### (4) せん断ひずみ $\gamma \sim \sigma'_v$ 関係

図-23 は緩詰め砂の、図-24 は密詰め砂のせん断ひずみ  $\gamma \sim \sigma'_v$  関係を示す ((a) はぎざ無しの豊浦砂, (b) はぎざ有りの若狭砂)。以下の検討では、 $\gamma$  が  $\pm 0.5\%$  発生する過程に注目する。この過程で、ぎざ無しは  $\sigma'_v$  が 90~100% 減少するのに対し、ぎざ有りは 60~75% の

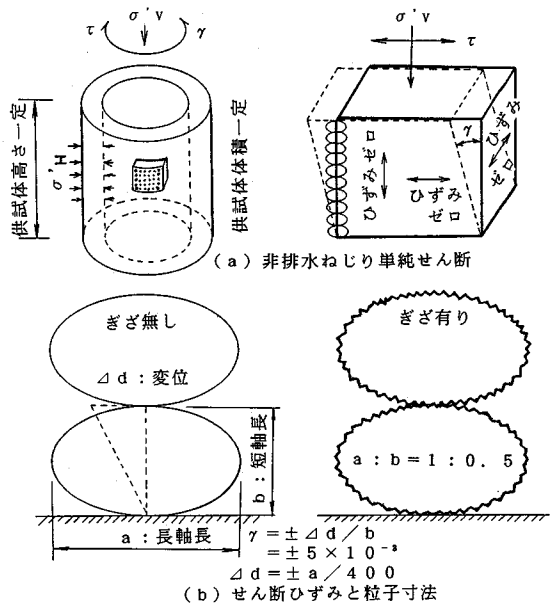


図-25 ミクロ・ダイラテンシーの図式

減少にすぎない。供試体全体の平均的なせん断ひずみの履歴が類似していても、ぎざが有る場合は  $\sigma'_v$  の減少が相当少ない。これはマクロな変形挙動に内包されているミクロな変形挙動の相異の重要性を示唆している。

図-25 はミクロなダイラテンシーを概念的に示したものである。同図の (a) は繰返し非排水ねじり単純せん断時のひずみの条件を示している。同じく (b) はせん断ひずみと粒子寸法の対応を示している。図中の  $\Delta d$  は二つの粒子間の相対変位を、 $a$  は粒子の長軸長を、 $b$

は短軸長を示す。ぎざ無しで $\sigma_v'$ が90~100%減少する間に発生する $\gamma = \pm 0.5\%$ という値は、砂粒子の長軸長と短軸長の比が1:0.5で、粒子の規則配列が高位のSimple Cubicの場合、式(1), (2), (3)に示す様に長軸長の $\pm 1/400$ の変位に相当する。

$$\begin{aligned} \gamma &= \pm \Delta d/b \\ &= \pm 5 \times 10^{-3} \end{aligned} \quad (1)$$

$$b = 0.5a \quad (2)$$

$$\Delta d = \pm a/400 \quad (3)$$

写真1~4の観察から明らかな様に、長軸長の $\pm 1/400$ 相当の変位は、粒子1個の全体的形状(角張り, 丸み)よりも、粒子表面のぎざの形状に対応した値と言える。図-25が示すように、繰返し非排水単純せん断変形により、ぎざの有る砂粒子間で相対変位が生じるためには、極端な粒子破砕がない場合、必然的に体積膨張側のマイクロなダイレタンシーの繰返しを伴う。実験結果が示す様に、このマイクロなダイレタンシーの影響は、単調載荷時には、わずかな変相点の差としてしか現れない。しかし、繰返し載荷時には変相線の勾配の有意な差として顕在化し、液状化抵抗に大きな影響を与える様である。

実験で観測される砂粒子集合体のマクロなダイレタンシー挙動に占めるマイクロなダイレタンシー挙動の割合が、液状化に抵抗するねばりに深く関与していることが伺える。すなわち、せん断ひずみ $\gamma$ が $\pm 0.5\%$ 程度発生する過程での、ぎざの有無によるマイクロ・ダイレタンシー特性が、地震応答液状化抵抗を支配する重要な要因の一つであるといえる。

## 6. ま と め

粒子表面のぎざの有無のみが異なると思われる典型的な2種類の砂を使用して、同一の供試体作製方法、同一の相対密度、同一の初期応力条件下でオンライン実験手法により地震応答液状化挙動を調べた。以上の結果をまとめると次の様になる。

1) ぎざの有る砂粒子間で相対変位が生じるためには、極端な粒子破砕がない場合、必然的に体積膨張側のマイクロなダイレタンシーを伴う。そのため、ぎざの無い砂に比べ、ぎざの有る砂は、単調載荷ではやや小さな初期剛性と同一の変相線・破壊線を示すにも拘わらず、繰返し載荷では変相線の勾配が小さくなり地震応答液状化抵抗が強い。

2) ぎざの無い砂は有効応力が半減するのが早く、ぎざの有る砂は有効応力が半減後もねばりを発揮する。

3) ぎざの有無によるマイクロ・ダイレタンシー特性は、液状化抵抗を支配する重要な要因の一つである。

4) 密な砂の応力振幅一定の液状化試験に見られるサイクリック・モビリティに比べ、密な砂の地震応答液状化挙動はかなり異なり、継続的なサイクリック・モビリティが発生しない実験結果が得られた。

## 参考文献

- 1) 中村博久, 脇坂良男: 砂粒子表面の微視的特性と強度特性, 第25回土質工学研究発表会, pp. 759-760, 1990.
- 2) 工藤宗治, 長友八郎, 佐藤 栄: 液状化強度における砂粒子の微視的性質の影響, 土木学会西部支部研究発表会, pp. 500-501, 1993.
- 3) 土質工学会編: 土質試験の方法と解説, p. 424, 1990.
- 4) 日下部伸, 森尾 敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂地盤の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol. 30, No. 3, pp. 174-184, 1990.
- 5) Tatsuoka, F. et al: A cyclic undrained simple shear testing method for soils, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 12, No. 4, pp. 269-280, 1989.
- 6) 中島正愛, 石田雅利, 安藤和博: サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法-サブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発, 日本建築学会構造系論文報告集, 第417号, pp. 107-117, 1990.
- 7) 日下部伸, 森尾 敏, 岩崎浩生: 地盤系オンライン地震応答実験システムの開発(その6), 第27回土質工学研究発表会, pp. 835-838, 1992.
- 8) (社)土質工学会: 地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会, シンポジウム論文集, pp. 50-61, 1989.

(1994. 10. 6 受付)

# SEISMIC LIQUEFACTION RESISTANCE OF COARSE- AND SMOOTH- GRAINED SANDS

Shin KUSAKABE and Satoshi MORIO

This paper examines the liquefaction resistance of coarse- and smooth-grained sands to earthquake loading. The following are the results obtained by a series of on-line (pseudo-dynamic) tests conducted by the author.

- (1) The liquefaction resistance of coarse sands was much higher than that of smooth sands.
- (2) Coarse sands continued to exhibit ductile behavior even after the effective confining stress had decreased to half.
- (3) The difference in micro-dilatancy characteristics between coarse and smooth sands was proved to be one of the important factors that govern the seismic liquefaction resistance of sands.