

密な砂の非排水繰返しせん断挙動 に及ぼす主応力方向角の影響

佐藤研一¹・安原一哉²・樋口 徹³・吉田信夫⁴

¹正会員 工修 福岡大学助手 工学部土木工学科 (〒814-80 福岡市城南区七隈8-19-1)

²正会員 工博 茨城大学教授 工学部都市システム工学科 (〒316 茨城県日立市中成沢町4-12-1)

³学生員 茨城大学大学院 工学研究科 博士前期課程 (同上)

⁴正会員 工修 福岡大学教授 工学部土木工学科 (前出)

本研究では、中空ねじりせん断試験装置を用いて波浪による繰返し荷重を受ける防波堤下の応力状態を着目した密な砂の非排水単調せん断挙動と繰返しせん断挙動における主応力方向角の変化による初期構造異方性の影響を調べた。その結果、非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響は最初の載荷方向に特徴づけられることが明らかになった。また、繰返しせん断中に生じる主応力方向の反転の影響は、有効応力の低下に顕著に現われた。さらに、非排水せん断試験により得られる変相点の軸差応力によって液状化強度を整理することにより、主応力方向角が液状化強度に及ぼす影響を明らかにすることできた。

Key Words : breakwater, principal stress direction, undrained shear test, liquefaction, static and cyclic loading, stress-induced anisotropy

1. まえがき

一般に海洋構造物の建設では、構造物に作用する波浪による外力、すなわち波圧を考慮した転倒、滑動及び支持力破壊に関する安全率の計算を行なう設計法が用いられている^{1),2)}。しかし、現行の設計法では、海底地盤が波浪による繰返し応力の影響を取り入れた例は少ない。

しかしながら、荒天時には、大きな波圧が海洋構造物に作用する。この時、地盤は非排水条件下での繰返し応力の作用を受け、それに伴って、間隙水圧が発生するため、地盤支持力の低下が生じ、海洋構造物の安定性に支障をきたすと考えられる。著者ら³⁾のこれまでの研究によれば、構造物を媒体として地盤に伝達される波浪による繰返し応力の作用方向は、構造物の底部の位置や深さ方向によって異なる。また、波の作用方向によっても、主応力方向は約90° 反転するといった特徴を持っている。

また、これまでの研究⁴⁾によると、主応力の作用方向によって、構造異方性の影響が現われるため、これが土のせん断挙動に影響を与えるといわれている。砂供試体を用いてこのような異方性の影響を調べた基礎研究例は数多くある。

例えば、Oda et al.^{5),6)}は、砂供試体の持つ初期構造

異方性に着目して三軸及び平面ひずみ試験装置を用いて、せん断特性に及ぼす異方性の影響を調べている。また、Arthur et al.⁷⁾は、立方供試体を用いた三軸圧縮試験により、せん断強度に及ぼす異方性の影響を指摘している。さらに、Arthur et al.⁸⁾は、北海油田採掘のためのプラットホーム下の応力解析結果を示し、海洋構造物下海底地盤内の波浪による主応力の回転を指摘し、新しいタイプの直接せん断試験装置を用いた単調せん断特性に及ぼす異方性の影響を調べている。また、最近の中空ねじり試験機の開発により、排水条件下の飽和砂のせん断特性に及ぼす主応力方向の回転等の影響を調べ、構造異方性を有する砂の力学モデルの構築に関する研究が Hight et al.⁹⁾, Miura et al.¹⁰⁾, Gutierrez et al.^{11),12)}, 安福ら^{13),14)}などによって精力的に行なわれてきた。

一方、非排水条件下の砂の挙動に関する研究例として、Towhata et al.^{15), 16)}は、地震時における砂地盤の液状化強度に及ぼす主応力方向の回転の影響をあらゆる応力経路から詳細に調べている。また、中田ら¹⁸⁾は、排水および非排水せん断試験を行い、せん断中に動員される内部摩擦角に着目して整理を行い、排水、非排水せん断挙動に主応力方向角の違いによる構造異方性の影響を指摘している。

波浪の影響を受ける海底地盤の挙動を考慮した研

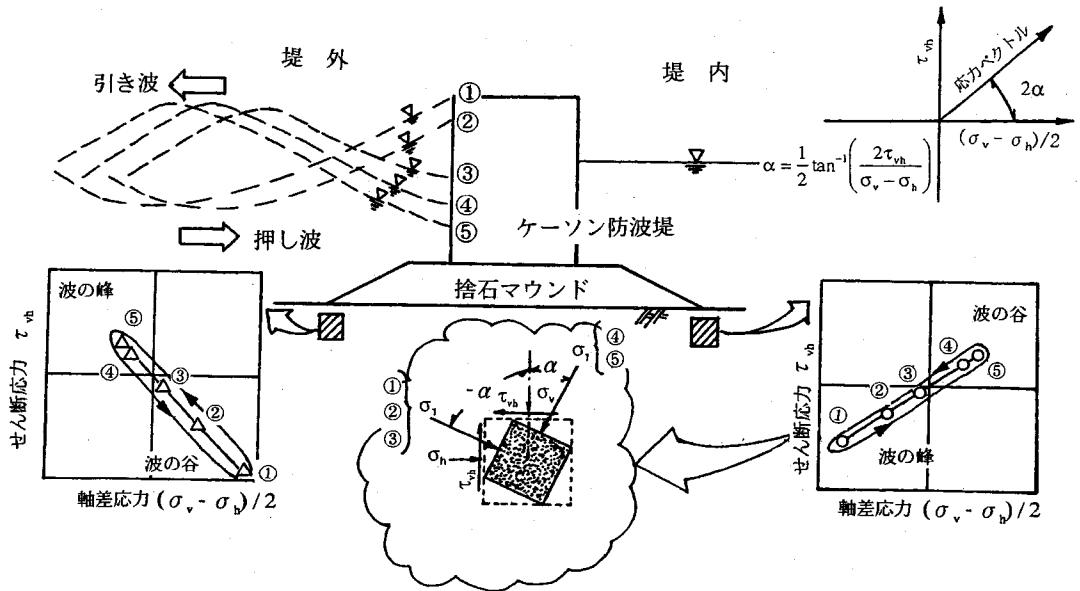


図-1 海洋構造物下地盤の概念図

究例として、Symes et al.¹⁸⁾、Shibuya et al.¹⁹⁾、Hight et al.²⁰⁾らは非排水条件下において主応力方向角の変化を伴う応力経路で、単調及び繰返しせん断試験を行っている。これらの研究では、せん断中の主応力の変動は、繰返し応力下における海底地盤中の間隙水圧の挙動に大きな影響を与えると述べている。したがって、海洋構造物の築造の際には、波浪の繰返し作用による主応力方向の変化の影響を考慮した基礎地盤の安定性の評価が必要である。そこで、本研究では、波浪の影響により主応力軸の変化を伴うような、繰返し応力が作用する防波堤下の海底地盤の挙動を明らかにするために、中空ねじり試験装置を用い、構造的に異方性を有する密な砂供試体の非排水条件下における単調せん断特性と繰返しせん断特性に及ぼす主応力方向角の影響を調べた。

2. 海洋構造物下地盤の応力状態

波浪の繰返し作用を受ける構造物下の地盤の挙動を調べるために行なわれる室内要素試験の試験条件を決めるに当たっては、波浪の作用によってもたらされる海底地盤の応力状態を正しく把握しておくことが肝要である。これまでに、北海油田を対象とした厳しい波浪荷重を受けるプラットフォーム下の地盤内の応力解析を行なって、海底地盤内では主応力が回転をしていることを指摘した研究

例^{7), 20)}がある。そこで、著者ら³⁾も、防波堤に有限振幅重複波が作用した場合を想定した防波堤下海底地盤の応力解析を行なった。図-1は、波浪が防波堤に繰返し作用した場合の地盤内の応力変化の様子を示している。著者らの解析結果によると、防波堤下地盤内要素の応力状態は、一定振幅の繰返し応力が、図-1に示すように鉛直方向より一定の傾き α をもって作用していることがわかっている。この最大主応力の鉛直軸からの傾き α を主応力方向角と定義する。また、この主応力方向角 α は場所によって異なり、波が押し波から引き波に転じる際に、ほぼ90°反転することも分かっている。これらの解析結果から、海洋構造物下の地盤は、波の作用により、主応力方向角の変化が生じて地盤の構造異方性の影響を強く現れることが予想される。通常、土の繰返しせん断特性を調べるために用いられる三軸試験は、鉛直軸からの主応力方向の傾きが、せん断中一方向に限定されている。また、せん断中の中間主応力係数 b 値は、圧縮時($b=0$)と伸張時($b=1.0$)で変化してしまい、これらの要因が繰返しせん断挙動に影響を与えると考えられる。したがって、構造物を介して波力が伝達し、繰返し応力を受ける海底地盤の挙動を評価するためには、主応力方向角と中間主応力が任意に制御可能で、かつ繰返し応力が作用できるせん断試験が必要である。

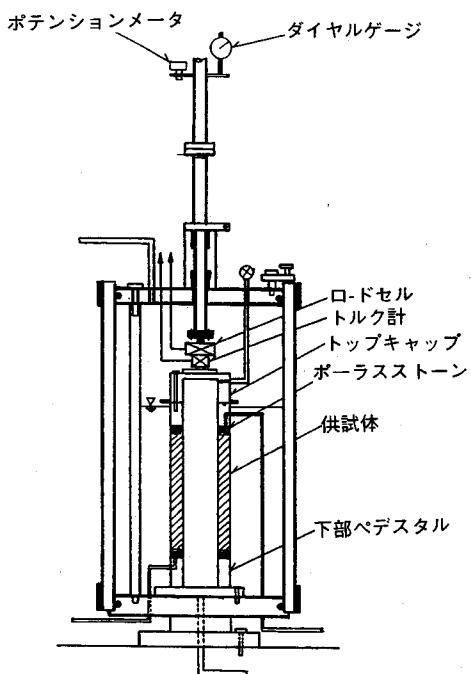


図-2 中空ねじり実験装置

3. 実験概要

(1) 実験装置及び供試体

前節で述べような応力状態を室内試験で再現するために、本研究では、図-2に示すような中空ねじり試験装置を用いた²¹⁾。この装置は、図-3に示す供試体に、軸力W、トルク力T、外圧 P_o 、内圧 P_i の4つの応力を独立に制御することにより、せん断応力 τ_{vh} 、鉛直応力 σ_v 、半径方向応力 σ_r 、水平方向応力 σ_h を作らせ、種々の応力状態を再現することが可能である。ここで、応力とひずみの評価に用いた各諸量の定義を図中に示している。供試体の変形量の測定は、供試体の内空部の容積変化を差圧計によって計測することにより、内径の変化量を測定している。また、鉛直変位、および回転角は鉛直載荷軸上部に取付けたダイヤルゲージとポテンショメーターにより測定している。

供試体の形状は、図-3に示すように外径約100mm、内径約60mm、高さ約200mmで作成される。この中空円筒供試体は、ねじり力を伝達させるために、供試体上下両端部に刃付きポーラストーンを使用し、メンブレンには、内・外両方とともに厚さが0.3mmのものを使用した。試料には、豊浦標準砂($G_s=2.64$, $e_{max}=0.991$, $e_{min}=0.623$)を使用して、供試体の作成と密度の調整は、空中落下法により行った。この様にして作成された供試体は、図-3

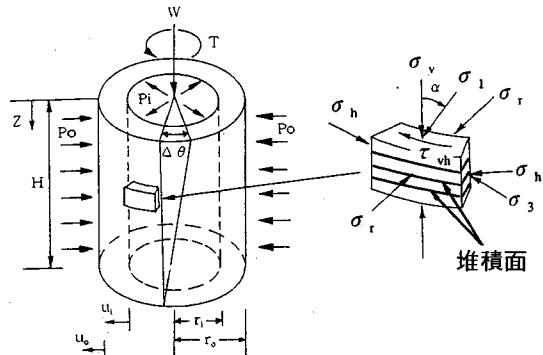


図-3 中空ねじり供試体と応力状態

表-1 平均的な応力とひずみの算定式²²⁾

	応力	ひずみ
鉛直方向	$\sigma_z = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{(P_o \cdot r_o^2 - P_i \cdot r_i^2)}{(r_o^2 - r_i^2)}$	$\varepsilon_z = \frac{z}{H}$
半径方向	$\sigma_r = \frac{P_o \cdot r_o + P_i \cdot r_i}{r_o + r_i}$	$\varepsilon_r = -\frac{u_o - u_i}{r_o - r_i}$
円周方向	$\sigma_h = \frac{P_o \cdot r_o - P_i \cdot r_i}{r_o - r_i}$	$\varepsilon_h = -\frac{u_o + u_i}{r_o + r_i}$
ねじりせん断	$\tau_{vh} = \frac{3 \cdot T}{2\pi \cdot (r_o^3 - r_i^3)}$	$\gamma_{vh} = \frac{\Delta\theta \cdot (r_o^3 - r_i^3)}{3H \cdot (r_o^2 - r_i^2)}$

r_o :外半径, r_i :内半径, H :供試体高さ, z :軸変位, u_i :内半径変位, u_o :外半径変位, $\Delta\theta$:ねじり変位

に示すように鉛直軸に対して90°直角方向、すなわち水平方向に堆積面を持つ構造を有している。

また、空中落下法で作成された密な豊浦標準砂(Dr=80%)で実施した非排水三軸圧縮試験から求められる応力比のピーク時に動員される内部摩擦角 ϕ'_p (ここに $\sin \phi'_p = (\sigma_{1p} - \sigma_{3p}) / (\sigma_{1p} + \sigma_{3p})$)は、43°である。供試体作成後、炭酸ガスと脱気水を供試体に通した後、バックプレッシャー $\sigma_{BP}=98kPa$ を負荷して試料の飽和度を高め、B値が0.98以上になっていることを確認後、実験を行った。また、気象条件の厳しい海底地盤を想定すると、地盤は波の作用により十分に締め固められており、その相対密度は100%越えることもあると言われているため²²⁾、本研究では相対密度80%の密な砂供試体を用いた。

(2) 応力とひずみのパラメータ

表-1に、供試体要素に作用する平均的な応力とひずみの算定式を示す。今回の応力とひずみの評価法について、High⁹らの提案したものに基づいて行っている。また、今回の全ての計測及び結果の整理において、別途実施したメンブレン張力の補正と配管の膨張量の補正を行なっている。メンブレン張力の補正法については、Bishop et al.²³⁾によって提案された手法を用いた。メンブレンを弾性体と見なし、実験に使用しているメンブレンの引張試験の結果から弾性係数を測定し、福島²⁴⁾

の方法を用いて各応力の計算を行っている。ただし、メンブレンの貫入量の補正については、圧密時においては行っているが、非排水状態のせん断過程に対しては行っていない。

次に、土の応力状態を表現するために用いたパラメータを説明しておく。一般に土の応力状態は、応力の第1不変量に対応する平均主応力 p 、第2不変量に対応する軸差応力 q 、第3不変量に対応する中間主応力係数 b 値で表現すると便利なため、以下の式で計算を用いた。

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \}} \quad (2)$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3)$$

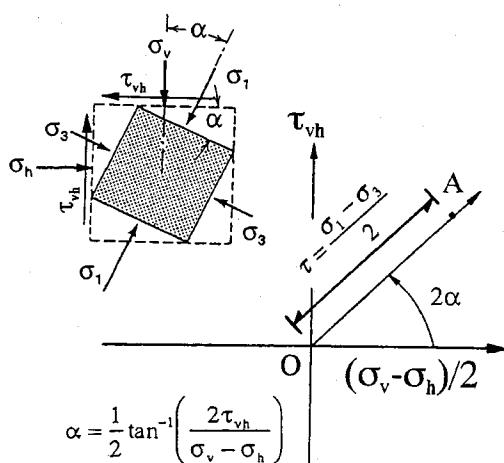


図-4 応力空間図

また、主応力方向が変動中の供試体の応力状態を表現するためには、せん断応力 τ と主応力方向角 α の二つのパラメータが必要である。これらは、それぞれ図-4に示すような応力空間 ($\tau_{vh} - (\sigma_v - \sigma_h)/2$) 上に示される供試体の応力状態のベクトル OA の長さとその傾きによって与えられる。この傾きは、最大主応力 σ_1 が鉛直軸となす角度 α の2倍に等しい。これらのパラメータは、良く知られているように、

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + \tau_{vh}^2} \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{vh}^2}{\sigma_v - \sigma_h} \right) \quad (5)$$

と表わされる。

さらに、本報告では応力の第2不変量として正八面体上のせん断応力 τ_{oct} とこの応力に対応するひずみとしてせん断ひずみ γ_{oct} を用いて整理を行っている。これらは次のように表される。

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (6)$$

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (7)$$

(3) 実験手順

実験では、飽和砂の非排水せん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響を調べることを目的としている。特に、砂のせん断特性に及ぼすと考えられる中間主応力の影響を取り除くために、中間主応力係数 b 値を一定に保ち、主応力方向角 α のみを任意の角度に固定した。実験は、応力制御方式のステップ載荷により行った。このせん断方法のフローチャートを図-5に示す。

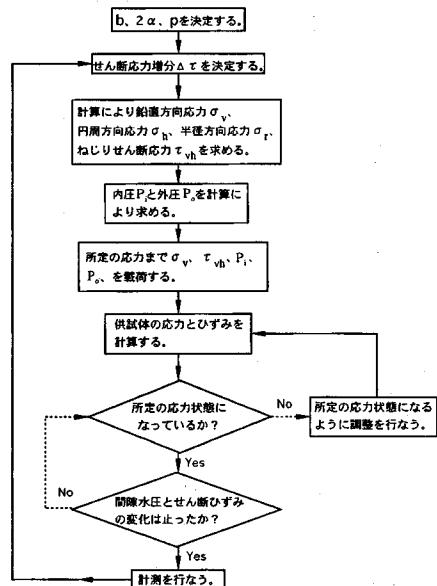
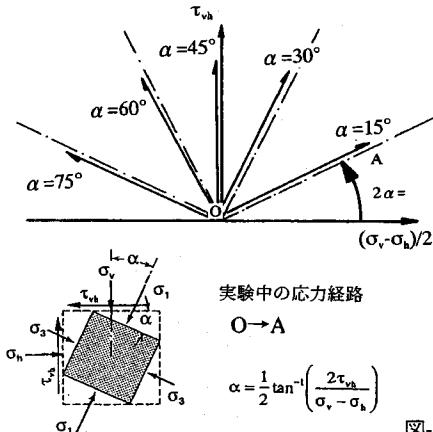


図-5 せん断方法のフローチャート

非排水単調せん断試験



非排水繰返せん断試験

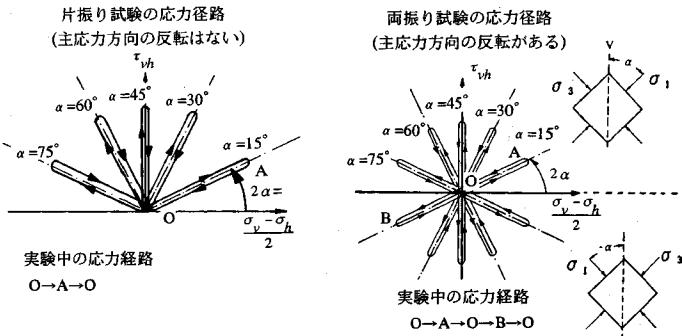


図-6 非排水せん断試験の応力経路図

表-2 非排水静的せん断試験の実験条件

Test No.	主応力方向角 $\alpha(^{\circ})$	中間主応力係数 b値	相対密度 $D_r(\%)$
D-15S	15	0.5	78.5
D-30S	30	0.5	80.3
D-45S	45	0.5	79.9
D-60S	60	0.5	82.7
D-75S	75	0.5	77.0

まず、所定のストレスパスに従い、平均主応力 p_c 、中間主応力係数 b 値および主応力方向角 α を決定する。これら3つのパラメーターは、実験中常に一定とする。本研究では、平均主応力 $p_c=196kPa$ 、中間主応力係数 b 値=0.5とした。次に、1段階の載荷に必要なせん断応力増分 $\Delta\tau$ を決定し、必要な鉛直応力 σ_v 、ねじりせん断応力 τ_{vh} 、内圧 p_i 、外圧 p_o を計算により求め、それぞれ同時に所定の値まで載荷する。応力経路上に応力状態があるかどうかを確認し、間隙水圧の変化量が0.98kPa以内に落ち着くのを確認してから、次の載荷ステップへ進む。この過程を繰返し、せん断を実施した。

今回行った実験は、1)非排水単調せん断試験、2)非排水繰返せん断試験の2種類とした。図-1で示したように、海底地盤では繰返し応力作用中に最大・最小主応力が90°反転すると行った特徴を持っている。そこで、繰返し試験では、主応力の反転の影響を調べるために、片振り試験と両振り試験の2タイプの実験を行った。特に、繰返し試験では、繰返し試験中の主応力方向角の影響を抽出することを目的とするため、繰返し応力比を3種類($\tau/p_c=0.20, 0.24, 0.28$)に固定して行った。ここで、 p_c' とは、圧密終了時の平均有効主応力であり、今回の実験では $p_c'=196kPa$ である。繰返し応力比は、単調な非排水せん断試験における変相状態でのせん断応力

表-3 非排水繰返せん断試験の実験条件

Test No.	主応力方向角 $\alpha(^{\circ})$ (注)	中間主応力係数 b値	繰返し応力比 τ/p_c'	初期相対密度 $D_r(\%)$	主応力反転 有/無
UR155C	15	0.5	0.28	79.4	無
UR301C	30	0.5	0.28	78.3	無
UR451C	45	0.5	0.28	80.2	無
UR601C	60	0.5	0.28	80.9	無
UR751C	75	0.5	0.28	78.0	無
CD151	15	0.5	0.20	79.6	有
CD152	15	0.5	0.24	80.3	有
CD153	15	0.5	0.28	80.2	有
CD301	30	0.5	0.20	77.5	有
CD302	30	0.5	0.24	78.3	有
CD303	30	0.5	0.28	79.3	有
CD451	45	0.5	0.20	81.8	有
CD452	45	0.5	0.24	81.3	有
CD453	45	0.5	0.28	80.6	有
CD601	60	0.5	0.20	81.7	有
CD602	60	0.5	0.24	77.4	有
CD603	60	0.5	0.28	78.6	有
CD751	75	0.5	0.20	80.2	有
CD752	75	0.5	0.24	79.5	有
CD753	75	0.5	0.28	81.6	有

(注:主応力の反転の有る場合は、最初に載荷する主応力方向角とする。)

τ の値の約6割前後である。すべての実験において主応力方向 α を15°, 30°, 45°, 60°, 75°の5種類とした。ただし、両振りの繰返せん断試験の場合、せん断中に主応力方向角が90°反転するため、繰返せん断中における主応力方向角が変動する。そのため、ここでは最初に加える載荷方向における主応力方向角を α と定義する(以下、主応力方向角とする)。また、繰返し回数は、手動による応力制御のため最大5回までとして行った。図-6と表-2、表-3に実験に用いた応力経路と試験条件を示す。

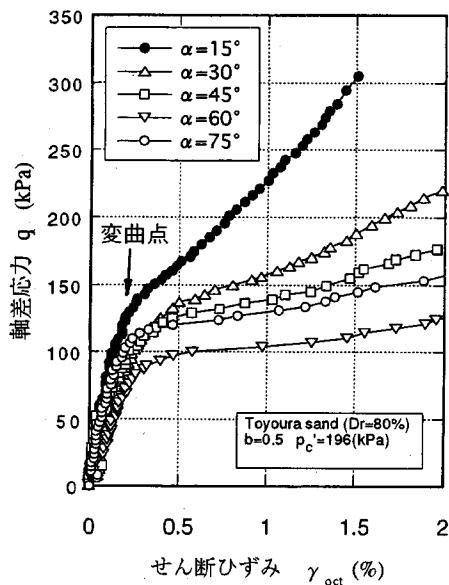


図-7 軸差応力とせん断ひずみの関係

3. 非排水単調せん断特性に及ぼす主応力方向角の影響

これまでの砂の液状化に関する研究において、動的せん断特性を単調なせん断特性と結び付けて考察を行った研究例は数多く見られる。例えば、Castro²⁵⁾は、単調試験の結果より求められる定常状態線と繰返し試験における初期圧密圧力との関係を用いて、繰返し試験による破壊の定義を行なっている。Vaid et al.²⁶⁾は、限界有効応力比と変相状態の強度から、液状化発生のための条件を見いだす研究を行なっている。また、Hyodo et al.²⁷⁾は、広範囲の初期せん断応力を受ける緩い砂の単調及び繰返しせん断特性を調べ、単調な非排水せん断試験の有効応力経路により求められる破壊線、変相線ならびに限界状態線を用いて、繰返し試験によって流動化する緩い砂の挙動をうまく説明している。

本研究においては、これらの研究例を参考にして、密な砂に対して主応力方向角の異なる単調な非排水せん断試験を行ない、特に、単調なせん断過程の有効応力経路に及ぼす構造異方性の影響を調べ、繰返しせん断挙動との関連を調べた。

図-7に軸差応力q～せん断ひずみ γ_{shear} 関係を示している。応力～ひずみ関係は、供試体密度が同一であるにもかかわらず、主応力方向角によって異なっており、図中の変曲点の軸差応力の大きさに

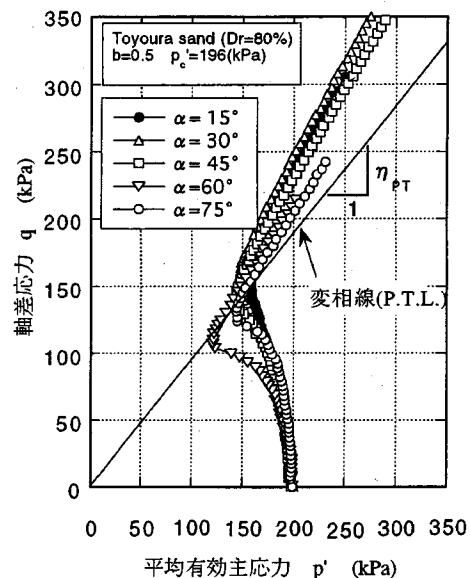


図-8 有効応力経路図

構造異方性の影響が現れている。図-8に有効応力経路図を示している。応力～ひずみ関係に現われた構造異方性の影響は、有効応力経路にも明確に現われている。有効応力経路は、供試体が密な状態(Dr=80%)のために、いずれの供試体についてもせん断開始後、いったん有効応力の低下による収縮傾向を示した後、変相点が現われ、密な砂特有の膨張傾向を示している。しかし、有効応力経路は、主応力方向角の大きさが変化することによって、平均有効主応力p'の低下量と変相点における軸差応力 q_{PT} が変化し、異なる経路を示している。この変相点の軸差応力 q_{PT} の値は、主応力方向角の増加に伴い減少傾向を示すが、 $\alpha=75^{\circ}$ の試験結果については再び増加傾向を示している。このような主応力方向角 α による体積収縮傾向の違いは、構造異方性の影響がせん断挙動に現われたためと考えられる。

そこで、このような構造異方性の影響を応力比 q/p' のピーク時に動員される内部摩擦角 ϕ'_{PT} と変相状態において動員される内部摩擦角 ϕ'_{PT} に着目して、図-9に主応力方向角 α との関係について整理を行った。この図には、Miura et al.¹⁰⁾, Yasufuku et al.²⁸⁾らの結果もあわせて示した。ここで、Miura et al.¹⁰⁾の結果は、排水試験の結果であるため、変相状態の ϕ'_{PT} は、体積圧縮ひずみの最大値の応力比に対応するとして計算を行っている。この図によると、いずれの結果においても構造異方性の影響が見られ、主応力方向角 $\alpha=60^{\circ}$ 付近で ϕ'_{PT} , ϕ'_{PT}

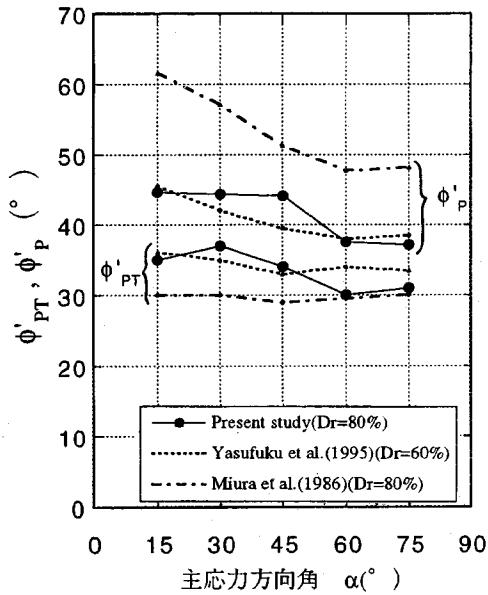


図-9 内部摩擦角 ϕ'_{PT} , ϕ'_P と主応力方向角の関係

ともに最小値を示している。また Yasufuku et al.²⁸⁾の結果は、供試体密度がDr=60%とやや小さいがほぼ同じ傾向を示している。また、このような内部摩擦角の変化は、変相線の傾き η_{PT} 破壊線の傾き η_P が同一密度の供試体にも関わらず変化することも示唆している。このような構造異方性の影響は、すでに多くの研究者(例えばOda et al.⁹, 松岡ら²⁹⁾)が示しているように、せん断時の主応力方向角の変化により、変相状態およびピーク時における潜在的すべり面と供試体の堆積面とのなす角が $\alpha=60^\circ$ 付近ではほぼ一致するために生じると考えられる。ここで、潜在的すべり面とは、最大主応力面と $(\phi'_m/2 + \pi/4)$ なる角度(ここに $\sin \phi'_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$)をなす面である。

のことより、同一密度の供試体においても供試体に構造異方性があるために主応力方向角 α が異なることによって、密な砂の非排水単調せん断挙動における強度・変形特性や過剰間隙水圧特性に変化が生じると言える。

4. 非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響

(1) 実験結果および考察

図-10, 11にそれぞれ、片振り、両振り試験における代表的な実験結果として、主応力方向角 $\alpha = 45^\circ$ 、繰返し応力比 $\tau/p_c' = 0.28$ の繰返し試験の結果を示す。(a)にせん断応力 τ 、(b)に軸差応力 q 、(c)に

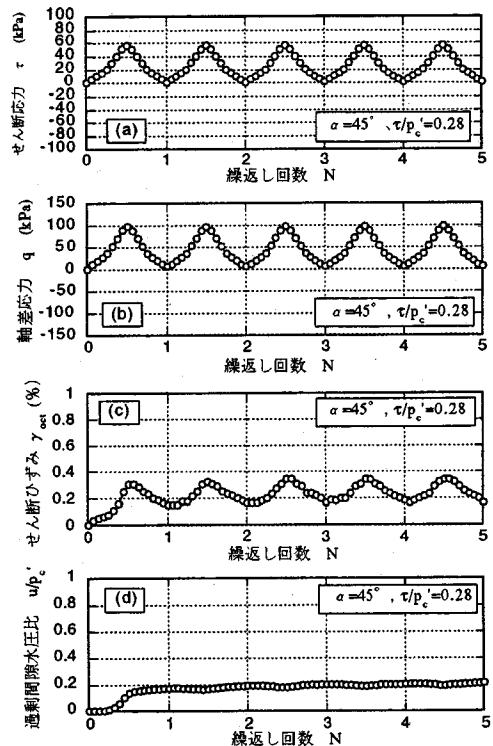


図-10 片振り試験における実験結果

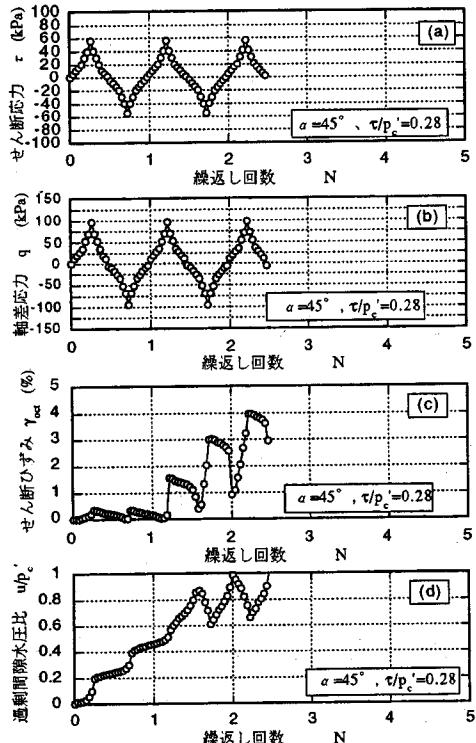


図-11 両振り試験における実験結果

せん断ひずみ γ_{α} , (d)に過剰間隙水圧比 u/p'_c , の時刻歴を示している。同一の繰返し応力比と主応力方向角の結果であるにもかかわらず、主応力の反転を伴なわない片振り試験と反転を伴う両振り試験の結果では、せん断ひずみと過剰間隙水圧の挙動が明らかに異なることが分かる。また、両振り試験の結果では、繰り返し回数が2.5サイクルの途中で液状化を起こし、応力の制御が困難となり実験をストップしている。

(2) 繰返しせん断特性に及ぼす主応力方向角の影響

主応力方向角の違いが繰返しせん断挙動に及ぼす影響を調べた結果について述べる。図-12, 図-13に、 $\tau/p'_c=0.24$ および $\tau/p'_c=0.28$ における主応力方向角の異なる3種類 ($\alpha=30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$) の繰返しせん断時で得られる有効応力経路をそれぞれ示している。いずれの応力比においても、有効応力の低下量は主応力方向角が大きくなるに従って大きくなっている。密な砂の繰返しせん断挙動に主応力方向角の違いによる構造異方性の影響があることがわかる。特に、最初の1/2サイクルの載荷時における有効応力の低下量が主応力方向角によって異なることが特徴的である。また、繰返し応力比の大きな $\tau/p'_c=0.28$ の結果を見ると主応力方向角の違いによる有効応力経路の違いが顕著に現われている。特に、主応力方向角 α が $45^\circ, 60^\circ$ では、繰り返し回数の最初の1, 2回の途中において大きな過剰間隙水圧の発生とともに有効応力経路は変相線に達した後、サイクリックモビリティを示し、その後液状化状態に至っている。古関ら³⁰⁾や立石ら³¹⁾は液状化強度に及ぼす主応力方向角の影響は、液状化強度曲線に明確に現われないことを指摘している。しかし、これらの結果を見ると、非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の違いによる構造異方性の影響は、有効応力経路が変相線に達するまでの間に顕著に現われている。したがって、一端変相線に到達し、サイクリックモビリティを示すと主応力方向角の影響が小さくなるのではないかと考えられる。

そこで、変相点に達するまでの現象を繰返し応力比 $\tau/p'_c=0.24$ の試験において、せん断応力が0となる点における残留せん断ひずみ γ_{α} および残留過剰間隙水圧比 u/p'_c と主応力方向角 α の関係を図-14, 15に示す。これらの図によると残留過剰間隙水圧比ならびに残留せん断ひずみは、主応力方向角の違いによる構造異方性の影響が顕著に現われ

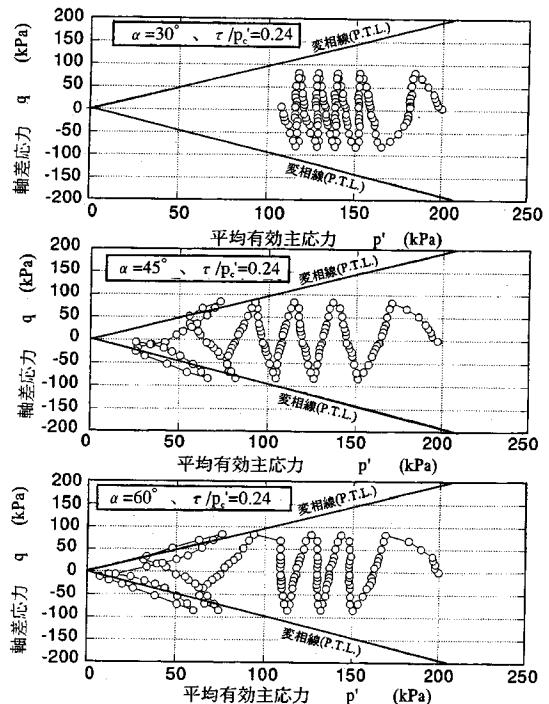


図-12 両振り繰返し試験における

有効応力経路($\tau/p'_c=0.24$)

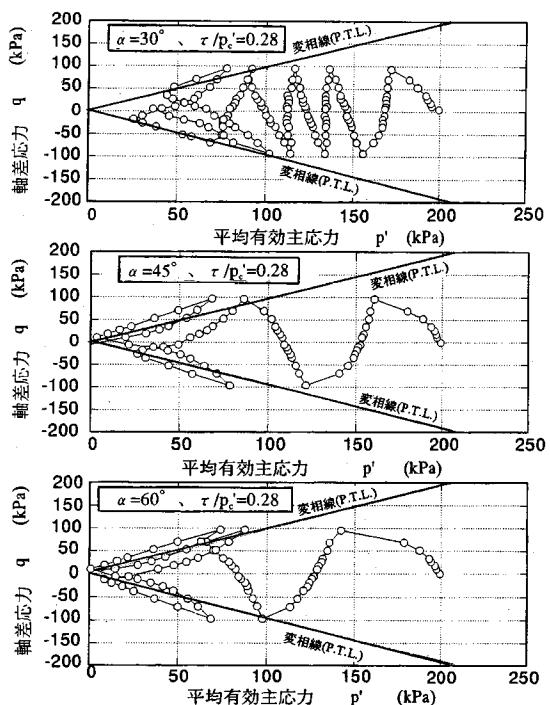


図-13 両振り繰返し試験における

有効応力経路($\tau/p'_c=0.28$)

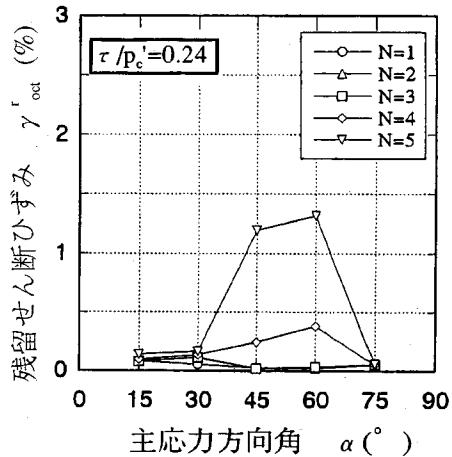


図-14 残留せん断ひずみと繰返し回数の関係

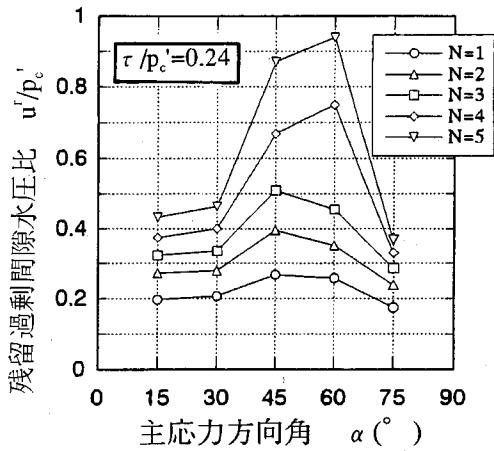


図-15 残留過剰間隙水圧と繰返し回数の関係

ている。特に、残留過剰間隙水圧、残留せん断ひずみとともに主応力方向角 α が 60° までは、主応力方向角が増加するに従い、繰返し回数とともに発達しているが α が 60° を越えるとその発生量が低下している。この傾向は、単調せん断試験において大きな収縮傾向の現われた潜在的な滑り面と供試体の堆積面とが一致する主応力方向角 $\alpha = 60^\circ$ におけるせん断挙動と一致している。このことは、繰返せん断挙動における残留過剰間隙水圧、残留せん断ひずみの発生過程に、主応力方向角によって変化する供試体の潜在的な滑り面と堆積面との関係が寄与していることを示唆している。

さて、今回行った繰返し試験では、図-16に示すように繰返し試験中に最大及び最小主応力の反転が生じ、供試体の堆積面からの主応力方向角が 90° 变化する。この図に示す $\alpha = 30^\circ$ では、反転後

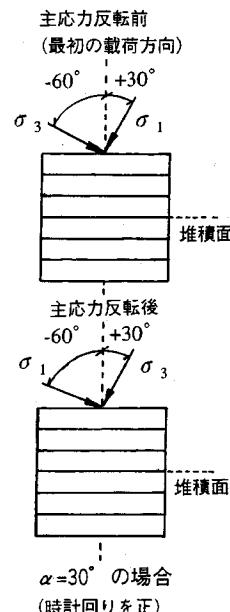


図-16 繰返せん断中の主応力方向角と堆積面との関係

の主応力方向角は、鉛直軸から -60° 傾いて作用することになる。これは、主応力方向角 $\alpha = 30^\circ$ と $\alpha = 60^\circ$ では供試体の堆積面から考えると、最初の載荷方向は異なるが、繰返せん断中に作用する主応力の傾きが同じ径路をたどることを意味している。それにもかかわらず、有効応力経路に主応力方向角の違いによる構造異方性の影響が現れた理由を考えると、供試体は最初の載荷方向によって、軟化傾向が異なることから、その後の繰返せん断挙動に載荷方向の影響が現れたためと考えることができる。

(3) 繰返せん断特性に及ぼす主応力反転の影響

主応力方向固定型の両振り試験では、せん断中に最大主応力方向角が 90° 反転を繰返すため、載荷開始時のせん断方向の影響が結果に現われることを指摘した。そこで、片振り試験の結果と両振り試験の結果を比較することにより、繰返し中の主応力方向の反転が繰返せん断挙動に及ぼす影響を調べた。ただし、片振り試験では、せん断の繰返し応力比を同じにして行っているため、応力振幅の大きさが両振り試験の半分になっている。

図-17(a),(b)に主応力方向角 $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ の片振りおよび両振りの試験の有効応力経路をそれぞれに示している。

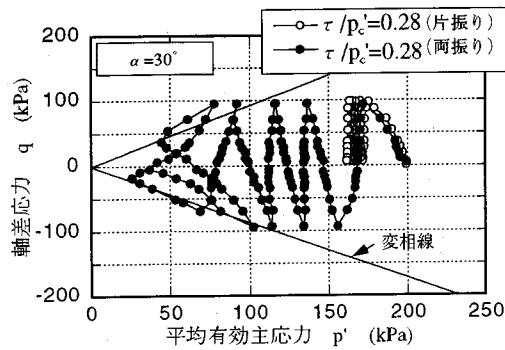


図-17(a) 繰返し試験における有効応力
経路の比較($\alpha=30^\circ$)

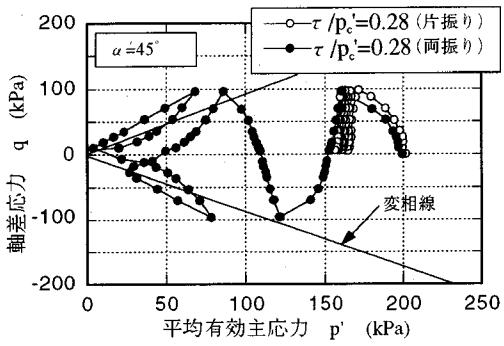


図-17(b) 繰返し試験における有効応力
経路の比較($\alpha=45^\circ$)

この図より、主応力の反転を伴わない片振りの試験結果と主応力の反転を伴う両振りの試験結果では、有効応力の挙動に大きな違いがあることがわかる。また、これらの図から最初の第1波目の載荷時に生じる有効応力の低下量が主応力方向角の違いによって異なり、片振り、両振り試験ともにこの時点における有効応力の低下量はほぼ等しいことがわかる。しかし、片振り試験の有効応力経路がその後のせん断においてほとんど変化しないのに比べ、主応力方向を 90° 反転させると、有効応力の低下はより一層大きくなっている。また、主応力方向角の異なる2つの有効応力経路は、最初の載荷時に生じた有効応力の低下量の違いから、主応力方向角に大きく依存していることもわかる。

図-18(a),(b)に $\alpha=30^\circ$ と $\alpha=60^\circ$ のねじり成分におけるひずみ経路を示す。また、図-19(a),(b)には、軸差ひずみ成分のひずみ経路を示している。これらの結果より、片振り試験におけるひずみの発生量は、両振り試験に比べるとほとんど生じていないことがわかる。また、両振り試験におけるねじりせん断ひずみ成分は、 $\alpha=30^\circ$ ではマイナスのひ

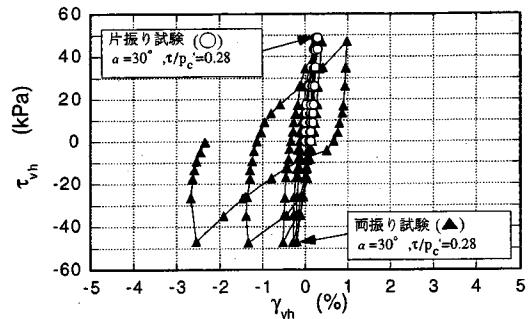


図-18(a) ねじりひずみ成分におけるひずみ経路
($\alpha=30^\circ$)

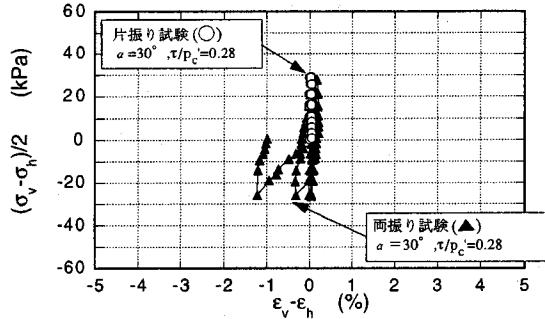


図-18(b) 軸差ひずみ成分におけるひずみ経路
($\alpha=30^\circ$)

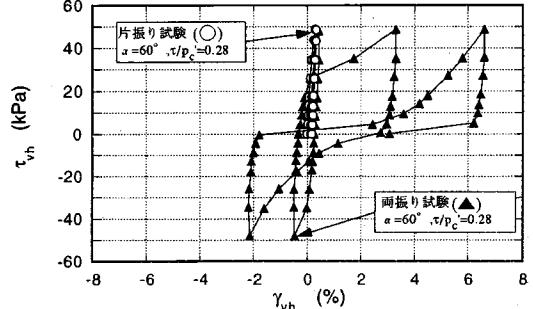


図-19(a) ねじりひずみ成分におけるひずみ経路
($\alpha=60^\circ$)

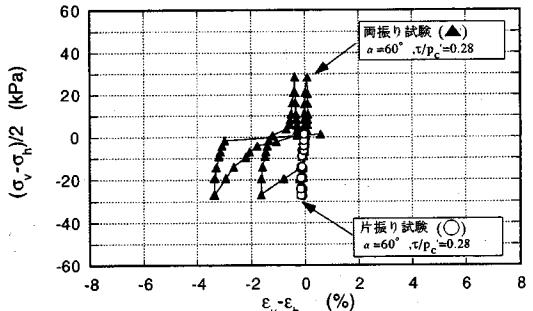


図-19(b) 軸差ひずみ成分におけるひずみ経路
($\alpha=60^\circ$)

ずみが蓄積するのに対し、 $\alpha=60^\circ$ ではその逆の挙動を示している。ここで、ねじりせん断ひずみの正負は、最初のねじり力の載荷方向を正とした。一方、軸差ひずみ成分は、いずれの角度ともマイナス側にひずみの蓄積が見られ、その大きさは、 $\alpha=60^\circ$ の方が大きいことがわかる。ここで、軸差ひずみは、圧縮方向を正としている。このように、各ひずみ経路に主応力方向角の違いによる構造異方性の影響が現われ、最初の載荷方向の違いがひずみ経路に現われている。

次に、主応力の反転の影響をさらに明らかにするために、片振り試験及び両振り試験の最初の1周期の挙動に着目して整理を行ってみた。最初の1サイクルの載荷時における半サイクル($N=0.5$)のせん断ひずみと過剰間隙水圧比を主応力方向角 α について取りまとめたものを図-20, 21に示している。せん断ひずみの結果を見ると、わずかながら両振り試験の方が大きなせん断ひずみを生じていることがわかる。また、主応力方向角の違いによる構造異方性の影響も現れている。一方、最初の半サイクルで発生する過剰間隙水圧の量は、 $\alpha=60^\circ$ を除くと、ほどの主応力方向角においてもほぼ同じであることが分かる。ここで、半サイクルの片振り試験結果と両振り試験結果に若干の差が生じたのは、両振り試験の半サイクルは片振り試験の1サイクルに相当するためである。特に $\alpha=60^\circ$ では、最初の載荷において構造異方性の影響により有効応力が最も大きく低下するために、最初の半サイクルの除荷時においても変形が進み、さらに有効応力の低下が生じたといえる。次に、1サイクル($N=1$)の時点におけるせん断ひずみと過剰間隙水圧比を主応力方向角 α について取りまとめたものを図-22, 23に示している。1サイクル目のせん断ひずみは、片振り試験の結果がほとんど変化していないのに対し、両振り試験結果では、特に $\alpha=60^\circ$ においてせん断ひずみが進行していることが分かる。また、過剰間隙水圧の発生量は、1サイクルの間で主応力が反転し、片振りの試験の2倍の応力振幅を受ける両振り試験の過剰間隙水圧の発生量は、片振り試験の2倍以上の値を示している。これは、図-16に示すように主応力の反転し、最初の載荷方向と主応力方向角が 90° 異なる繰返し応力が作用したことを考えても、過剰間隙水圧が大きいといえる。特に、過剰間隙水圧比が最も大きく発生している $\alpha=60^\circ$ と $\alpha=30^\circ$ の結果では、最初に加える主応力の方向が異なるだけで後の条件は同じはずであるが、両者の結果は異なっている。これ

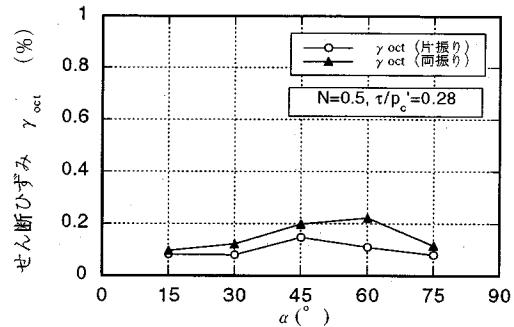


図-20 せん断ひずみと主応力方向角の関係($N=0.5$)

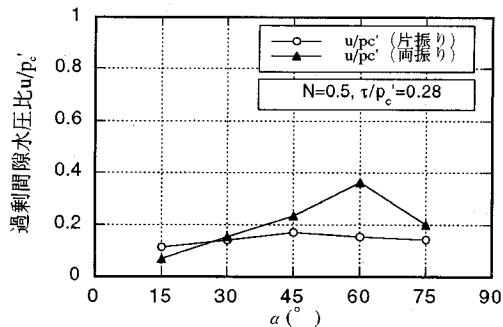


図-21 過剰間隙水圧比と主応力方向角の関係($N=0.5$)

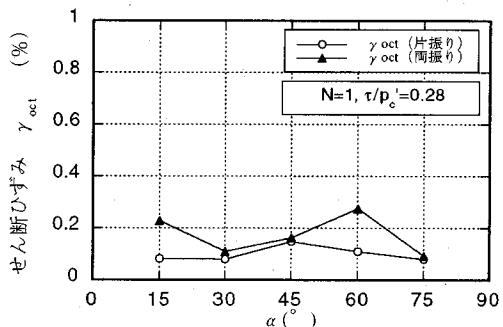


図-22 せん断ひずみと主応力方向角の関係($N=1$)

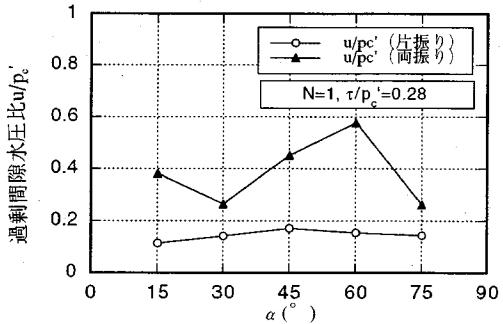


図-23 過剰間隙水圧比と主応力方向角の関係($N=1$)

は、最初の載荷方向の違いによって、構造異方性の影響からせん断ひずみと過剰間隙水圧の発生量が異なるため、主応力反転後のせん断挙動に影響を及ぼしたと考察される。すなわち、1サイクルの間において同一条件下の実験であっても、最初に加えるの主応力方向の影響は、その後の繰返しせん断挙動に大きな影響を与えるといえる。このことからも、繰返しせん断挙動に及ぼす最初載荷方向の影響が大きいことがわかる。

(4) 主応力方向角の変化を伴う非排水繰返しせん断強度の評価法

先の図-12に示したように、主応力方向角の異なる密な砂の繰返しせん断挙動は、繰返し応力比が大きくなると有効力経路が変相線に達した後、急激な有効応力の低下とともに、ダイレイティブな砂特有のサイクリックモビリティを示すことがわかった。図-24は、今回行ったすべての実験結果において、サイクリックモビリティを示し、過剰間隙水圧比がせん断中に0.9以上を示したものについて、図中に黒丸印で書き入れたものである。この図では明らかに繰返しせん断によってサイクリックモビリティを示す供試体に主応力方向角の違いによる構造異方性の影響を見ることができる。特に、主応力方向角 $\alpha=45^\circ$ と 60° については $\tau/p'_e=0.24$ においてもサイクリックモビリティを示す現象が現われている。このように同一の繰返し応力による比較試験では、主応力方向角の影響を見ることができる。しかし、単調せん断試験の結果によると、主応力方向角が異なることにより有効応力経路は異なるため、変相線の傾きと変相点にお

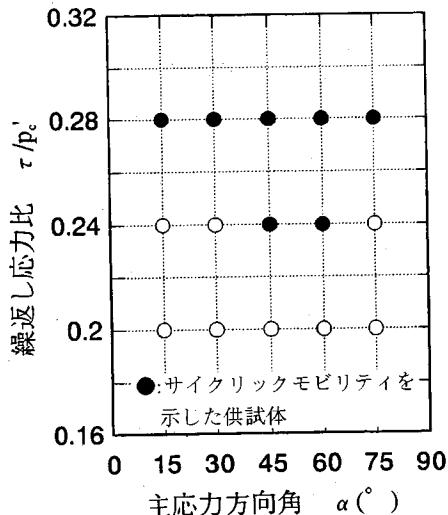


図-24 サイクリックモビリティを示した供試体

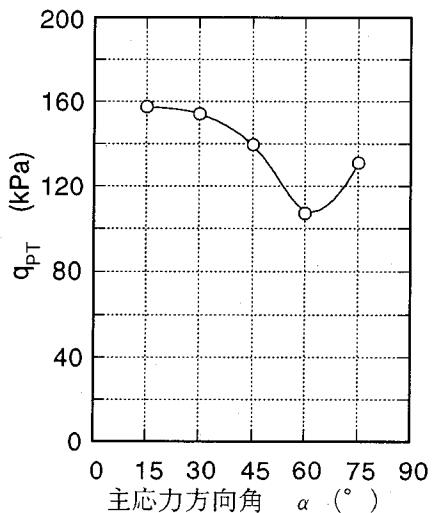


図-25 変相点の偏差応力 q_{PT} と主応力方向角の関係

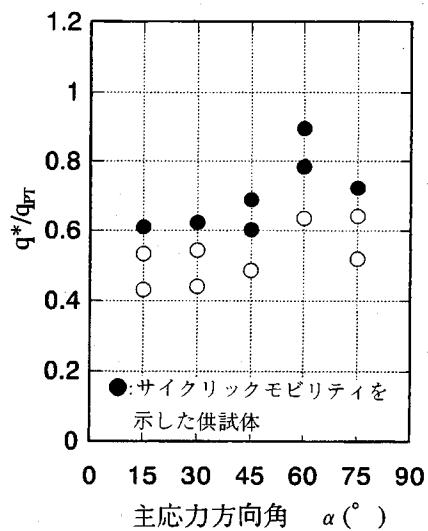


図-26 q^*/q_{PT} と主応力方向角の関係

ける平均有効主応力 p'_e と軸差応力 q の値は変化している。そこで、変相点における軸差応力 q_{PT} と繰返し応力の大きさに着目して主応力方向角の変化する密な砂供試体の液状化強度の評価を行った。図-25に単調試験によって求められた変相点の軸差応力 q_{PT} と主応力方向角 α の関係を示している。この変相点の軸差応力 q_{PT} は、図-9に示した内部摩擦角の結果と同様、非排水せん断における変相点の軸差応力 q_{PT} に構造異方性の影響があることを示している。

次に、変相点における軸差応力 q_{PT} と繰返し試験において載荷した軸差応力 q^* との比(q^*/q_{PT})を求め、主応力方向角との関係を示したもの図-26に示し

ている。図-24と同様に、サイクリックモビリティを示したものである。この結果より変相点の応力比は、主応力方向 $\alpha=60^\circ$ をピークにして上に凸型を示すが、今回の実験条件下のもとでは、変相点の軸差応力の約6割程度の繰返し応力を載荷すると、どの主応力方向角においてもサイクリックモビリティを示していることがわかる。このことから、その地盤の液状化強度は、単調な非排水せん断試験における変相点の軸差応力と繰返せん断試験における繰返し応力の大きさに大きく左右されるといえる。また、地盤の構造異方性の影響により繰返せん断の主応力方向角の変化によって液状化強度が変化するといえる。

5.結論

本研究では、中空ねじりせん断試験装置を用い初期構造異方性を有する密な砂供試体を用いて、海底地盤の応力状態を考慮した主応力方向角の異なる条件で非排水中空ねじり単調せん断試験及び繰返せん断試験を行った。その結果、次のような結論が得られた。

- (1) 密な砂供試体において非排水単調せん断試験を行った結果、主応力方向角の違いによる構造異方性の影響は、非排水せん断挙動の強度・変形特性および過剰間隙水圧特性に現れ、 $\alpha=60^\circ$ において最も収縮傾向を示した。
- (2) 繰返せん断中における主応力方向角の違いによる構造異方性の影響は、有効応力経路の変相線に至るまでのせん断ひずみと過剰間隙水圧の発生挙動に顕著に現れる。特に、最初に載荷される主応力方向角が $\alpha=60^\circ$ の時、同一繰返し回数において最も大きな過剰間隙水圧とせん断ひずみが発生する。
- (3) 主応力の反転を伴わない片振り試験と両振り試験結果を比較したところ、最初の載荷方向によって、繰返せん断挙動が特徴づけられ、その後の主応力の反転によってさらに軟化傾向が強められることが示された。最初の載荷によって強い軟化傾向が現れる $\alpha=60^\circ$ のような供試体は、主応力の反転によりさらに軟化傾向が進むことが明らかになった。
- (4) 単調せん断試験より求められる変相点の軸差応力 q_{PT} の6割程度の繰返し応力を両振り状態で繰返し載荷すると、主応力方向角に関係なくサイクリックモビリティを示す。しかし、変相点の軸差応

力が構造異方性の影響を受けるため、繰返せん断中の主応力方向角の変化によって液状化強度は変化する。

謝辞：本研究における実験、データ整理等で協力してくれた、見郷浩二君（東京電力（株））、高木操君（東急建設（株））、平岡呂晃君（神戸市）に心から感謝の意を表します。

付録：記号説明

- W: 軸力(kPa)
 T: トルク力(kPa)
 P_o : 外圧(kPa)
 P_i : 内圧(kPa)
 τ_{vh} : ねじりせん断応力(kPa)
 τ : せん断応力(kPa)
 τ_{∞} : 正八面体上のせん断応力(kPa)
 σ_v : 鉛直方向応力(kPa)
 σ_h : 水平方向応力(kPa)
 σ_r : 半径方向応力(kPa)
 u: 過剰間隙水圧(kPa)
 u' : 残留間隙水圧(kPa)
 u_i : 内半径変位(mm)
 u_o : 外半径変位(mm)
 r_o : 外半径(mm)
 r_i : 内半径(mm)
 H: 供試体高さ(mm)
 z: 軸変位(mm)
 ϵ_v : 鉛直方向ひずみ(%)
 ϵ_h : 水平方向ひずみ(%)
 ϵ_r : 半径方向ひずみ(%)
 $\Delta \theta$: ねじり変位(deg.)
 θ_a : 堆積面とすべり面のなす角(deg.)
 α : 主応力方向角(deg.)
 α_f : 最大主応力面からのすべり面の角度(deg.)
 γ_{vh} : ねじりせん断ひずみ(%)
 γ_{∞} : せん断ひずみ(%)
 γ' : 残留せん断ひずみ(%)
 p: 平均主応力(kPa)
 p_c : 圧密終了時の平均有効主応力(kPa)
 b: 中間主応力係数
 q: 軸差応力(kPa)
 q_{PT} : 変相点の軸差応力(kPa)
 q^* : 繰返し軸差応力(kPa)
 ϕ_{PT} : 変相状態に動員される内部摩擦角(deg.)
 ϕ_p : ピーク時に動員される内部摩擦角(deg.)
 N: 繰返し回数

参考文献

- 1) 合田良實: 港湾構造物の耐波設計-波浪工学への序説-, 鹿島出版会, pp.82-109, 1977.
- 2) Lee,K.L. and Fitton, J. A.: Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, *Proc. of ASCE*, Vol.101, No.GT1,pp.1-18, 1975.
- 3) 佐藤研一, 高木操, 安原一哉, 見郷浩二: 波浪荷重を受ける防波堤下砂地盤の挙動に関する研究, 茨城大学工学研究集報, Vol.41, pp.1-15,1993.
- 4) 龍岡文夫, 朴春植: 地盤の異方性, 4. 砂の変形・強度特性の異方性 I-要素試験における強度異方性-, 土と基礎, Vol.41, No.7,pp. 79-87,1993.
- 5) Oda,M., Koishikawa, I. and Higuchi, T.. : Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain tests, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1,pp.25-37, 1978.
- 6) Oda,M.: Anisotropic strength of cohesionless sands, *Proc. of ASCE*, Vol.107, No.GT9, pp.1219-1231, 1981.
- 7) Arthur, J.R.F. and Menzies, B.K.: Inherent anisotropy in a sand, *Geotechnique*, Vol.22, No.1, pp.115-128, 1972.
- 8) Arthur, J.R. F., Chua, K. S., Dunstan, T. and Rodriguez del C.J.I.:Principal stress rotation: A missing parameter, *Proc. of ASCE*, Vol.106, No.GT4,pp.419-433, 1980.
- 9) Hight,D.W.:Laboratory investigations of sea-bed clays, *Ph. D Thesis submitted to the University of London*, 1983.
- 10) Miura, K.,Miura,S. and Toki, S.: Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.42-56,1986.
- 11) Gutierrez, M., Ishihara, K. and Towhata, I.:Flow theory for sand during rotation of principal stress direction, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4,pp.121-132, 1991.
- 12) Gutierrez, M., Ishihara, K. and Towhata, I.: Model for the deformation of sand during rotation of principal stress directions, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.3, pp.105-117, 1993.
- 13) 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 山本修三, 浜田透: 中空ねじりせん断試験機の試作とその適用, 地盤と建設, Vol.10, No.1, pp. 83-92,1992.
- 14) 安福規之, 中田幸男, 村田秀一, 兵動正幸, 浜田透: 等方的な圧密履歴を受けた異方砂の非排水せん断挙動に及ぼす主応力方向と回転の影響, 地盤と建設, Vol. 11, No. 1, pp. 43-56,1992.
- 15) Towhata, I. and Ishihara, K.:Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.2, pp.135-147,1985.
- 16) Towhata, I. and Ishihara, K.: Shear work and pore water pressure in undrained shear, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, pp.73-84, 1985.
- 17) 中田幸男, 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 永島剛圭: 主応力方向固定条件下における異方砂の非排水・排水せん断挙動, 土木学会論文集No.511/III-30,pp. 209-220,1995.
- 18) Symes,M.J.P.R.,Gens, A. and Hight, D.W.:Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand, *Geotechnique*,Vol.34, No.1, pp.11-27, 1984.
- 19) Shibuya,S. and Hight, D.W. : A bounding surface for granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.4, pp.123-136, 1987.
- 20) Hight, D. W. and Shibuya,S. : Undrained stability of offshore gravity structures, *Proc. of GEO-COAST91*, Vol.1,pp.561-566,1991.
- 21) 見郷浩二, 佐藤研一, 安原一哉: 砂の非排水せん断挙動に及ぼす主応力方向の影響(その1), 第28回土質工学研究発表会講演概要集, Vol.2-1,pp.565-566,1993.
- 22) 中瀬明男: 海洋土質, 土木学会編, 新体系土木工学, No.84,pp.117-162,1983.
- 23) Bishop,A.W.and Henkel,D.J.: "The measurement of soil properties in the triaxial test, "Part 4,Appendix 1,Edward Arnold LTD, 1962.
- 24) 福島伸二:ねじりせん断試験による砂の変形・強度特性の実験的研究, 東京大学学位請求論文, 1982.
- 25) Castro, G. and Poulos, S.J.:Factors affecting liquefaction and cyclic mobility, *Proc. of ASCE*, Vol.103, No.GT6, pp.501-516, 1977.
- 26) Vaid, Y.P. and Chern, J.C.: Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands, *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE Convention, pp.120-127, 1985.
- 27) Hyodo,M., Tanimizu,H.,Yasufuku, N. and Murata, H. : Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1,pp.19-32,1994.
- 28) Yasufuku, N., Nakata, Y. and Murata, H. : Flow deformation of sand under σ_1 -axis rotaion, *10th Asian Regional conf. on SMFE*, pp.115-118,1995.
- 29) 松岡元, 平尾淳一, 福武毅芳:異方性を考慮した砂の変形・強度論, 土と基礎, Vol.32, No.11,pp.31-36, 1984.
- 30) 古閑潤一, 石原研而, 松田康志:砂の液状化特性における主応力方向の回転の影響, 第22回土質工学研究発表会講演概要集, Vol.2-1,pp.565-568,1987.
- 31) 立石章, 田口洋輔, 山下聰, 千葉隆仁, 輪田朝亮: 實地盤を想定した多様な応力状態における砂の液状化特性, 第29回土質工学研究発表会講演概要集Vol.3-2, pp.749-752,1994.

(1995.10.11受付)

EFFECT OF PRINCIPAL STRESS DIRECTION ON UNDRAINED CYCLIC SHEAR BEHAVIOR OF DENSE SAND

Ken-ichi SATO, Kazuya YASUHARA, Tohru HIGUCHI and Nobuo YOSHIDA

A family of undrained static and cyclic torsional shear tests were carried out to investigate the effect of the inclination of the principal stress direction to the vertical axis on the wave-induced strength and deformation of dense sand. The results of the experiment indicate : (1) undrained cyclic shear characteristics remarkably depend on the principal stress direction during initial loading, (2) in undrained cyclic shear, the strength and deformation characteristics are influenced by the principal stress reversal and (3) to evaluate undrained cyclic shear strength for dense sand, we should pay attention to the phase transformation point .