

広範な応力域における 砂の強度異方性と粒子破碎

中田幸男¹・兵動正幸¹・村田秀一¹・児玉信²・足立剛³

¹社会建設工学科・²中電技術コンサルタント株式会社・³山口大学大学院工学研究科

本研究では、広範な応力域において秋穂砂と宇部まさ土の2種類の試料を用いて実験を行い、砂の強度異方性に及ぼす拘束圧の影響、および粒子破碎の影響について検討を行った。その結果、砂の強度異方性は、拘束圧の増加に伴って減少し、ある拘束圧域から消失することが明らかとなった。また、2つの試料のピーク時のセカントアングルと平均有効主応力 p を降伏点 p_y で除した p/p_y との関係は、各々の堆積面と最大主応力面のなす角毎にほぼ1つの曲線が描けること、 $p/p_y=1$ 付近で堆積面と最大主応力面のなす角によらずピーク時のセカントアングルがほぼ同じになることが明らかとなった。

Key Words : *inherent anisotropy, strength anisotropy, sand, particle crushing, yield stress drained triaxial test*

1. まえがき

小田¹⁾⁻³⁾やArthur and Menzies⁴⁾の研究を初端として、1970年代から構造異方性に注目した研究⁵⁾⁻¹¹⁾がなされている。小田は、堆積面と鉛直軸とのなす角を変化させた供試体を用いて三軸試験および平面ひずみ圧縮試験を行った。その結果、堆積面と鉛直軸とのなす角の減少に伴い、強度やせん断剛性の低下、負のダイレイタンシー量の増加が生じることを明らかにした。

実地盤は、その堆積過程に起因して構造的な異方性を有すること⁹⁾が知られているため、上述した成果は、かなり重要な意味をもつものであるといえる。また、地盤の応力状態は、異方的であり、作用する応力は、地表面付近のきわめて低い拘束圧から土粒子が破碎される高拘束圧まで広範囲に及ぶものと考えられる。

これまで、砂質土の応力ひずみ挙動は、粒子破碎に起因して、拘束圧の増加とともに変化すること^{12,13)}が知られている。そのため、砂の構造異方性に関する研究も、極めて小さい拘束圧から粒子破碎を伴う拘束圧の条件下において行う必要があると言える。しかし、構造異方性に関する研究はこれまで500kPa以下の低拘束圧域における議論がほとんどで、粒子破碎を伴うような高拘束圧域についての検討が

なされていないのが現状である。

春山、北村⁷⁾は固結力を有する不攪乱しらすを用いて構造異方性の議論を行っている。その中で、不攪乱しらすの強度異方性が拘束圧の増加に伴い消失していくことを明らかにしている。しかしながら、砂質土の構造異方性を議論する上では、上述した研究成果だけでは不十分であり、今後、さらなる成果の蓄積が必要であると言える。

本研究では、以上のことを踏まえ、低拘束圧から高拘束圧までの広範な応力域において2種類の試料を用いて一連の実験を行い、応力ひずみ関係に現れる構造異方性の影響を明らかにするとともに、拘束圧の増加に伴って生じる粒子破碎と砂の強度異方性との関連性について実験的に把握するものである。

2. 試料および実験方法

(1) 応力とひずみパラメーター

本研究で用いた応力とひずみのパラメーターは以下に示す通りである。

平均有効主応力；

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r) \quad (1a)$$

軸差応力；

$$q = \sigma_a - \sigma_r \quad (1b)$$

応力比；

$$\eta = \frac{q}{p} \tag{1c}$$

体積ひずみ；

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \tag{1d}$$

せん断ひずみ；

$$\gamma = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \tag{1e}$$

ここで、 ε_v 、 γ はそれぞれそれぞれ自然対数ひずみで規定される。また、 σ_a と σ_r はそれぞれ軸方向と半径方向応力、 ε_a 、 ε_r は軸方向、半径方向ひずみである。

(2) 試料と供試体作成方法

試験に用いた試料は、秋穂砂(比重=2.623, 最大間隙比=0.975, 最小間隙比=0.624)と宇部まさ土(比重=2.607, 最大間隙比=1.351, 最小間隙比=0.811)である。秋穂砂は主として石英、長石から成り、やや角張った粒子や扁平な粒子が多く、比較的粒度分布の良い試料である。宇部まさ土は主として、石英、長石、雲母から成り、中程度に風化した砂質土系のまさ土である。また、土粒子は、総じて手でつぶせる程度に柔らかく、その破碎性は秋穂砂に比べてかなり大きい。ここでは供試体の均質化を図るため、また、秋穂砂と宇部まさ土を比較するため、それぞれの試料は0.074mm以下の細粒分と2mm以上の粒径のものを取り除いて使用している。

供試体は、凍結した試料からコアビットにより削り出す方法で作成した。まず、気乾状態の試料を多重ふるいを用いてプラスチック製の容器(280×180×190mm)に空中落下させる。この時の水平面が堆積面となる。その後、浸水、脱水、凍結させることにより試料ブロックを作成する。この試料ブロックから、供試体の堆積面と最大主応力面とのなす角 δ が任意の角度になるように高さ110mm、直径50mmの円筒形供試体を作成する。

本研究では、初期構造異方性を表すパラメーターとして、供試体作成時の水平面(堆積面)と最大主応力面とのなす角 δ を用いた(図-1参照)。この定義を用いると、通常の三軸試験で用いる供試体は $\delta=0^\circ$ の供試体に対応する。

供試体作成後、20kPaの側圧を負荷し、供試体を融解させるため12時間以上放置する。融解後、炭酸ガスの通気と脱気水の通水、そして200kPaの背圧を負荷させることで供試体を飽和させた後、実験を行った。

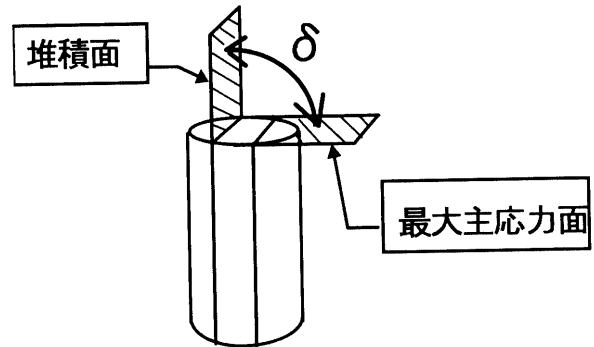


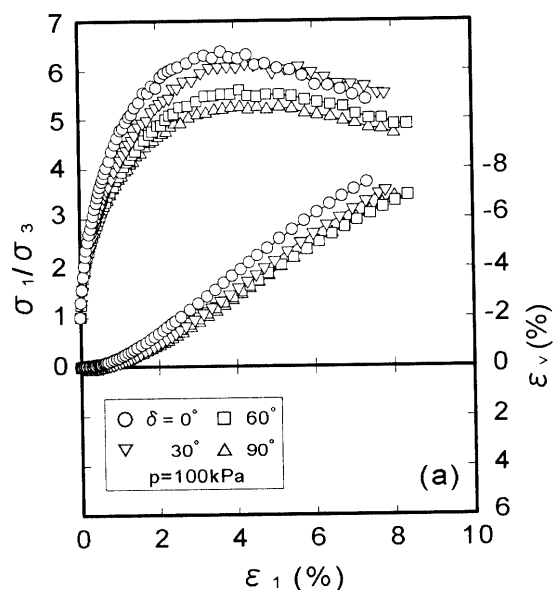
図-1 δ の概念図

(3) 実験方法

実験は、所定の拘束圧まで等方圧密した後、排水条件で行われた。秋穂砂に対する一連の実験は、100kPaから4MPaまでの拘束圧域において平均有効主応力一定(p 一定)三軸圧縮試験により、宇部まさ土に対する一連の実験は、30kPaから200kPaまでの拘束圧域において側圧一定三軸圧縮試験により行った。

3. 実験結果

(1) 秋穂砂の実験結果



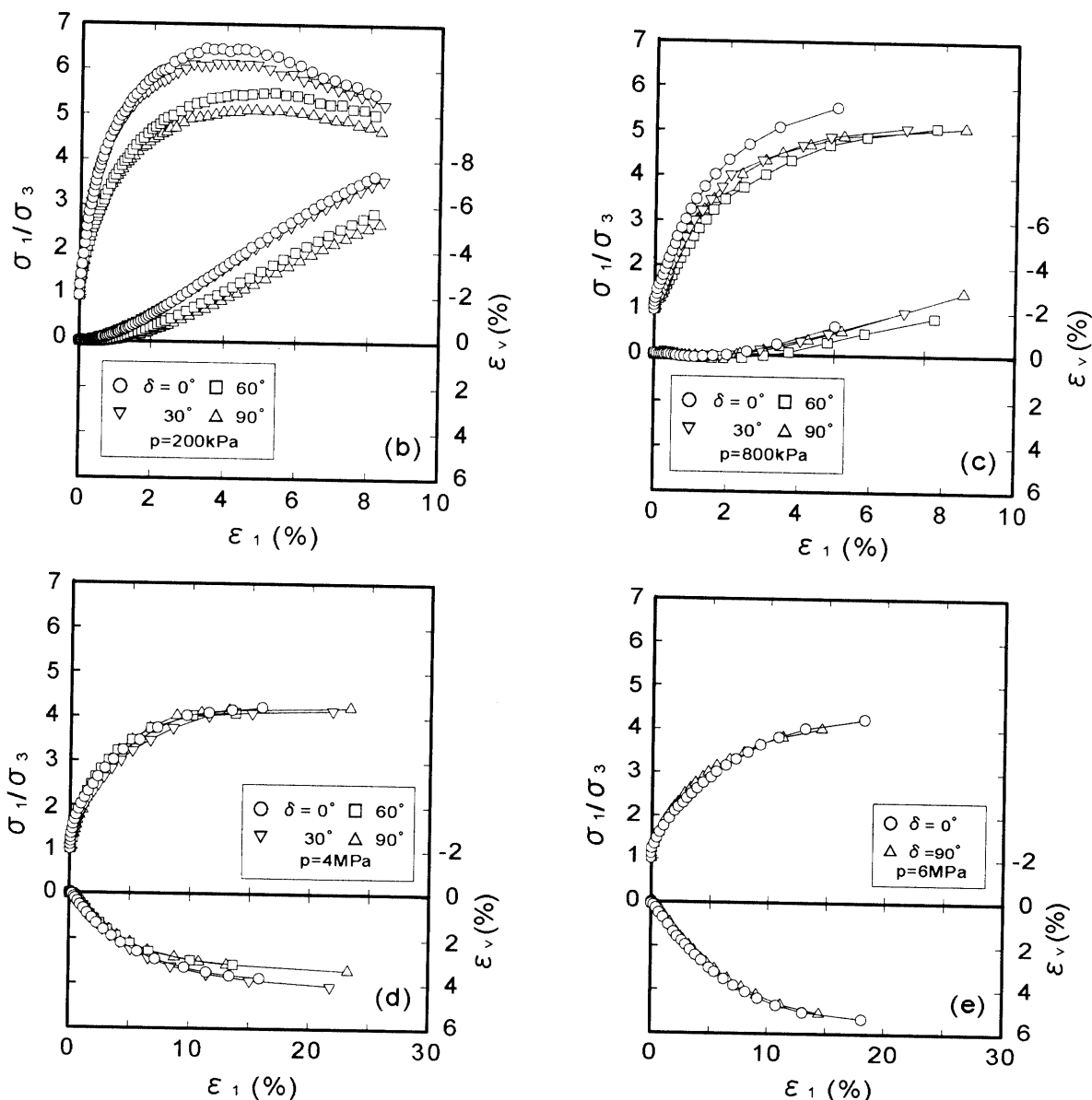


図-2 秋穂砂の主応力比-体積ひずみ-軸ひずみの関係; (a) $p=100\text{kPa}$, (b) $p=200\text{kPa}$, (c) $p=800\text{kPa}$, (d) $p=4\text{MPa}$, (e) $p=6\text{MPa}$

図-2は、 p 一定試験における主応力比 σ_1/σ_3 と軸ひずみ ϵ_1 、体積ひずみ ϵ_v 関係を、供試体の堆積面と最大主応力面とがなす角 δ が 0° , 30° , 60° , 90° のものについてまとめたものである。図(a)の $p=100\text{kPa}$ の主応力比と軸ひずみ関係に注目すると、最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ は、 $\delta=0^\circ$ で6.36の最大値を示し、 δ の増加とともに低下している。 $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の最大主応力比の差は1.08となっている。軸ひずみと体積ひずみの関係に注目すると、 δ の増加とともに負の体積ひずみ量が減少していることがわかる。図(b)の $p=200\text{kPa}$ から、 $\delta=0^\circ$ の $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ の値は6.48程度を示し、 $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の最大主応力比の差は1.36程度である。図(a)や図(b)に現れる応力ひずみ挙動の δ 依存性は、多くの研究者によって示された研究成果¹⁾⁻¹¹⁾と類似の

傾向を示していることから、初期構造異方性の影響が現れているものと考えられる。図(c)に示す $p=800\text{kPa}$ における応力ひずみ挙動について見てみると、 $\delta=0^\circ$ の $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ の値は5.5程度であり、 $p=100\text{kPa}$, 200kPa に比べて低下している。また、 $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の最大主応力比の差も0.45程度と、 $p=100\text{kPa}$, 200kPa のそれと比べ小さくなっている。軸ひずみと体積ひずみの関係の δ 依存性もまた、 $p=100\text{kPa}$, 200kPa のそれと比べ小さくなっていることがわかる。図(d), (e)は、それぞれ $p=4\text{MPa}$ と 6MPa の応力ひずみ挙動を示しているが、主応力比と軸ひずみの関係について見てみると、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ の値は δ によらず $p=4\text{MPa}$ で4.2程度、 $p=6\text{MPa}$ で4.1程度とほぼ一定値を示している。また、 $p=4\text{MPa}$ と 6MPa の体積ひずみと軸ひずみ関係は、

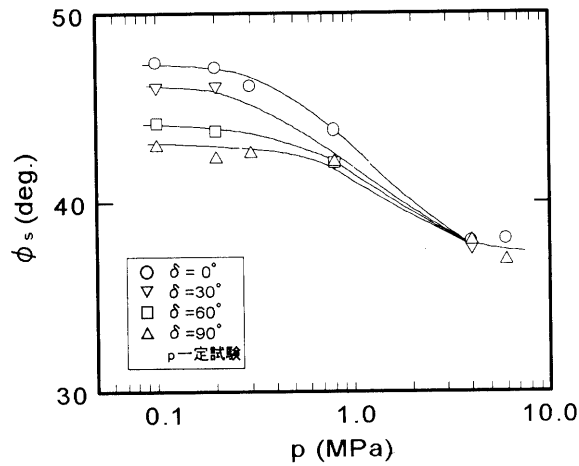


図-3 秋穂砂のピーク時のセカントアングルと平均有効主応力の関係

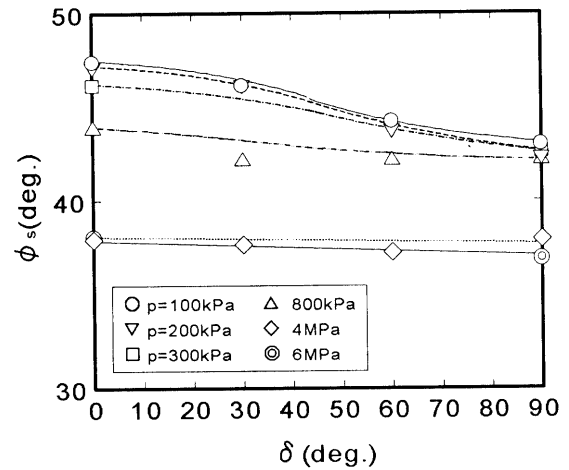


図-4 秋穂砂のピーク時のセカントアングルと堆積面と最大主応力面とのなす角 δ の関係

δによらずほぼ等しい関係を示し、p=800kPaまでの関係で見られたような、収縮から膨張傾向に転じる挙動と異なり、収縮のみの挙動を示している。したがって、秋穂砂の応力ひずみ挙動に与える初期構造異方性の影響は、4MPaを越える拘束圧では認められなくなることがわかる。

図-3は、拘束圧の増加に伴う強度の変化を明らかにするために、各実験におけるピーク時の応力状態から求めたセカントアングルφsと平均有効主応力pとの関係を示したものである。ここで、φsは次式によって与えられる。

$$\phi_s = \sin^{-1} \frac{(\sigma_1/\sigma_3)_{\max} - 1}{(\sigma_1/\sigma_3)_{\max} + 1} \quad (2)$$

この図から、いずれのδの結果についても、φsの値は、p=0.2MPaからp=4MPaの間で顕著に低下していること、δが大きいくほどφsは小さいこと、δ=0°とδ=90°のφsの差は、p=0.2MPa程度以下の拘束圧で約6°であるが、p=0.2MPaからp=4MPaの拘束圧の間で減少し、p=4MPa以上の拘束圧では0°となっていることがわかる。

図-4は、φsとδの関係を示したものである。この図から、拘束圧が200kPa程度までの低い応力域では、δの増加に伴いφsが低下しているが、拘束圧が増加するのに伴いその傾向は小さくなり、4MPa以上ではδによらずφsがほぼ一定であることがわかる。

図-5は、p一定せん断試験において、ひずみ増分比が0となる特性状態での応力比Mとδの関係を示したものである。この図から、p=300kPa以下の低拘束圧域では、δ=0°とδ=90°でMの値が多少異なっているが、δの増加とMの変化とに有意の

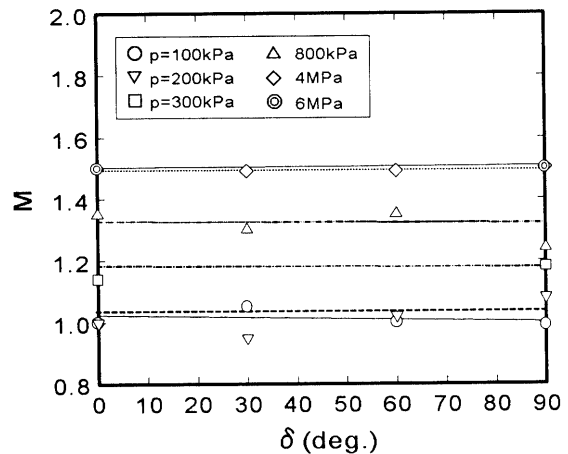


図-5 秋穂砂の特性状態における応力比と堆積面と最大主応力面とのなす角 δ の関係

関連性が見られないので、明確なMのδ依存性はないと考えられる。これは、既往の研究¹⁾を支持する結果と言える。しかし、拘束圧の増加に伴いMは増加しており、明らかにMの拘束圧依存性が認められる。また、p=4MPa以上ではM=1.5でほぼ一定となっている。この応力比Mを用いて、特性状態におけるセカントアングルφMは次式のように表される。

$$\phi_M = \sin^{-1} \frac{3M}{(6+M)} \quad (3)$$

このφM、およびセカントアングルφsと平均有効主応力pとの関係を示したものが図-6である。図中には、秋穂砂の非排水試験によって得られた変相時のセカントアングルφMも重ねて示している。図-5において、特性状態の応力比Mに明確なδ依存性が認められなかったため、φMとpの関係においてもδによらず一本の実線で近似した。

図-6から、 ϕ_M は、 $p=0.2\text{MPa}$ から $p=4\text{MPa}$ の間で 25° から 38° まで増加していること、およそ 4MPa 以上の p では ϕ_s とほぼ一致していることがわかる。これまで ϕ_M の値は、砂の密度、拘束圧、応力径路に依存しないことが多くの研究者によって指摘されてきた。しかし、それらの研究で行われてきた実験は、比較的低い拘束圧で実施されていた。これまでの研究成果と本研究の結果を踏まえると、 ϕ_M の値は比較的低い拘束圧では変化しないものの、拘束圧の増加に伴い増加し、ある値に収束すると言える。

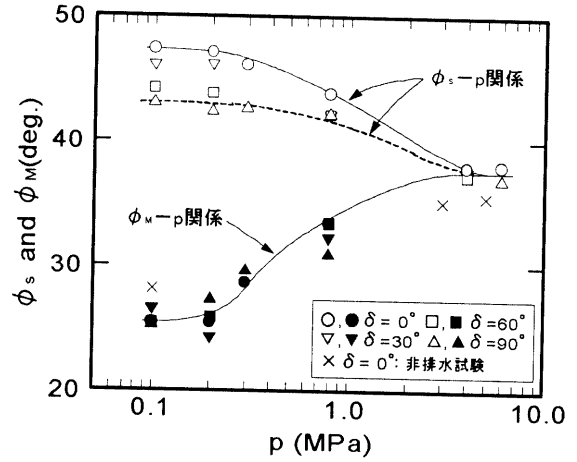


図-6 秋穂砂の特性状態におけるセカントアングルと平均有効主応力の関係

(2) 宇部まさ土の実験結果

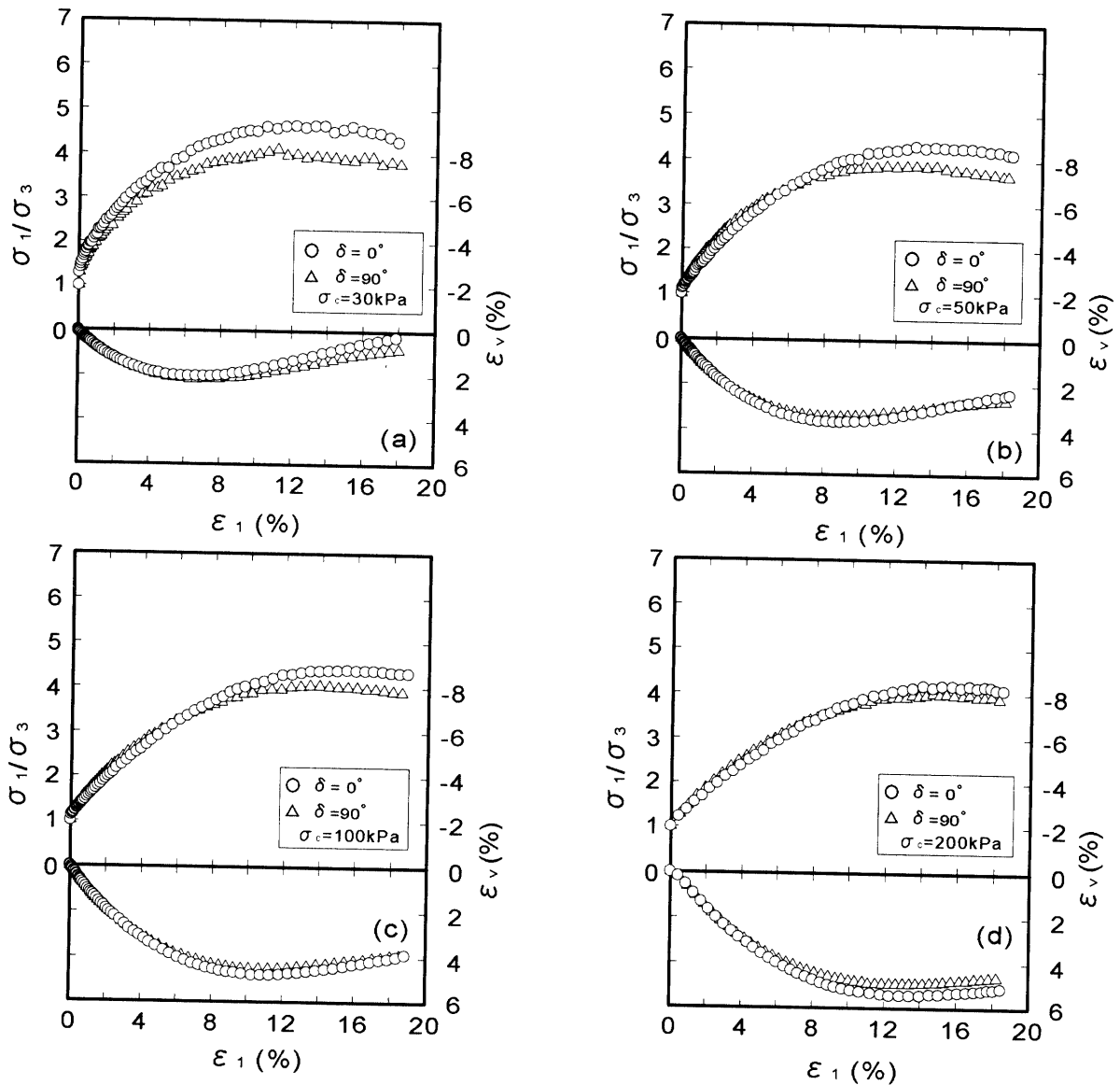


図-7 宇部まさ土の主応力比-軸ひずみ-体積ひずみ関係(a) $\sigma_c=30\text{kPa}$, (b) $\sigma_c=50\text{kPa}$, (c) $\sigma_c=100\text{kPa}$, (d) $\sigma_c=200\text{kPa}$

図-7 は、側圧一定試験から得られた宇部まさ土の主応力比 σ_1/σ_3 、軸ひずみ ϵ_1 、体積ひずみ ϵ_v 関係を示したものである。図(a), (b), (c), (d) は、それぞれ $\sigma_c=30\text{kPa}$, 50kPa , 100kPa , 200kPa における関係である。図(a)から、 $\sigma_c=30\text{kPa}$ における $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の応力ひずみ挙動の違いが認められる。試験条件に違いがあるため直接比較できないが、 30kPa のまさ土の δ 依存性は、 100kPa のそれよりもきわめて小さいと言える。 $\sigma_c=50\text{kPa}$ を超える結果では、 $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の応力ひずみ挙動の違いはほとんど認められない。いずれの拘束圧においてもピーク時以降の明確な軟化挙動は見られず、秋穂砂の高拘束圧域の挙動に類似している。体積ひずみと軸ひずみの関係は、拘束圧の大きさによらずせん断中、負のダイレイタンスを示し、ダイレイタンス量は、拘束圧の増加とともに増加していることがわかる。

図-8 は、ピーク時の応力状態から求めたセカントアングル ϕ_s と平均有効主応力 p との関係を示している。この図から、 p の増加に伴い $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$

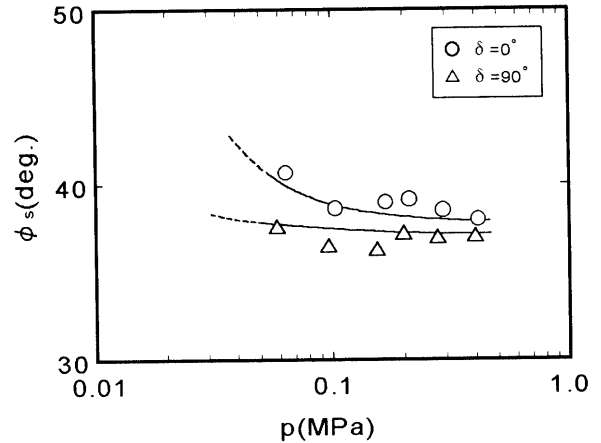


図-8 宇部まさ土のピーク時のセカントアングルと平均有効主応力

における ϕ_s の差は徐々に減少しており、 $p=0.1\text{MPa}$ 付近ではその差は 2° 程度で、 $p=0.4\text{MPa}$ 付近では 1° 程度となっている。宇部まさ土においては、 $p=0.1\text{MPa}$ 程度の低い応力域で強度異方性が消失していると考えられる。

(3) 粒子破碎との関連性

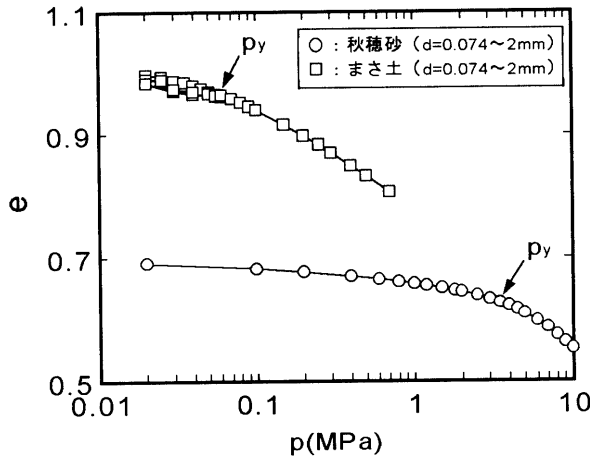


図-9 秋穂砂と宇部まさ土の間隙比-平均有効主応力関係

図-9 は、堆積面と最大主応力面とのなす角 δ が 0° の供試体を用いて、秋穂砂においては等方圧密試験により、また、宇部まさ土においては等方圧密除荷試験により得られた結果を、間隙比 e と平均有効主応力 p との関係で整理したものである。この図から、秋穂砂の降伏点 p_y が $p=3\text{MPa}$ 付近であるのに対し、宇部まさ土の p_y は秋穂砂に比べて不明確であり、 $p=0.06\text{MPa}$ と非常に低いことがわかる。

一般に、 p_y から粒子破碎が顕著に生じ、また、粒子破碎は砂の応力ひずみ挙動に影響を及ぼすこ

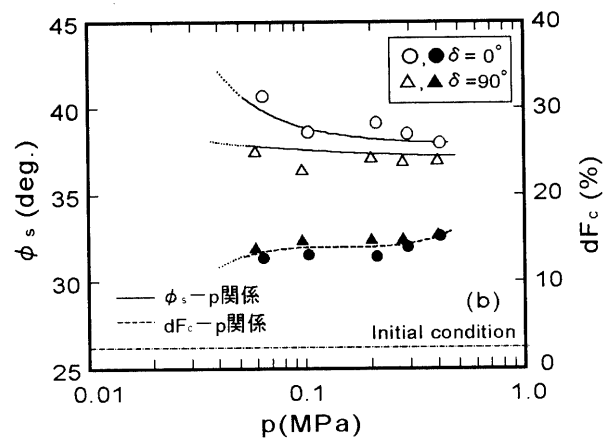
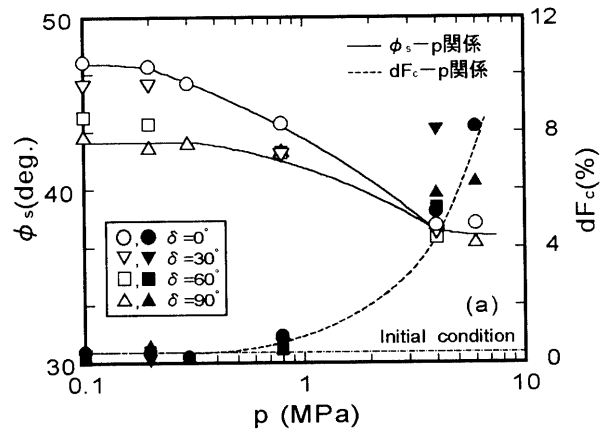


図-10 ピーク時のセカントアングルおよび細粒分含有率増加量と平均有効主応力の関係 (a)秋穂砂, (b)宇部まさ土

とが知られている。本研究では、拘束圧の増加に伴って生じる粒子破碎が、砂の強度異方性に及ぼす影響について検討を行っている。

図-10は、ピーク時におけるセカント角度 ϕ_s と細粒分含有率の増加量 dF_c を平均有効主応力 p との関係で表したものである。図(a)は、秋穂砂についてまとめたもので、図中には供試体作成後、直接ふるい分け試験を行い求めた試験前における細粒分含有率 $F_i=0.5\%$ を点線で示している。図(b)は、宇部まさ土の結果を示しており、図中には秋穂砂と同様、試験前における細粒分含有率 $F_i=1.2\%$ を点線で示している。図(a)の秋穂砂についてみると、 dF_c の増加に伴い ϕ_s は低下していること、 $dF_c=8\%$ に達した応力域で δ によらず ϕ_s が一致していることがわかる。また、図(b)の宇部まさ土については、 p の増加に伴う ϕ_s の低下や dF_c の増加はほとんど見られない。ただし、宇部まさ土の dF_c は、 $\sigma_c=30\text{kPa}$ における試験において、秋穂砂の $p=6\text{MPa}$ における dF_c と比べて6%程度大きくなっている。

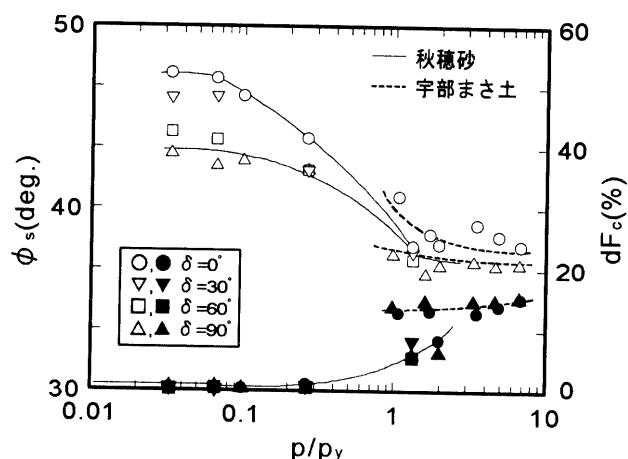


図-11 秋穂砂と宇部まさ土のピーク時のセカント角度および細粒分含有率増加量と正規化平均有効主応力の関係

図-11は、それぞれの試料について、ピーク時におけるセカント角度 ϕ_s と細粒分含有率の増加量 dF_c を、平均有効主応力 p を降伏点 p_y で除した p/p_y との関係で表したものである。この図から、 $p/p_y=1$ より大きな領域において、 ϕ_s の値がほぼ一定値を示していること、この傾向は、2つの試料についてもいえることがわかる。以上のことから、強度異方性の拘束圧依存性だけでなくセカント角度の拘束圧依存性を把握する上で、また、試料によるその特性を比較する上で、圧密曲線に現れる降伏点は非常に重要な意味を持つと考えられる。

4. 結論

本研究では、広範な応力域において秋穂砂と宇部まさ土の2種類の試料を用いて実験を行い、砂の強度異方性に及ぼす拘束圧の影響、および粒子破碎の影響について検討を行った。得られた主要な結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 秋穂砂の場合、比較的低い拘束圧域では初期構造異方性の影響により応力ひずみ挙動に違いが見られた。しかし、拘束圧の増加に伴いその差は減少し、 $p=4\text{MPa}$ を超えるような高拘束圧域では初期構造異方性の影響が消失し、その挙動は一義的となった。
- 2) 秋穂砂の低拘束圧域における ϕ_s の値は、堆積面と最大主応力面のなす角 δ の増加とともに減少するという傾向が見られた。その傾向は、拘束圧の増加に伴う ϕ_s の値の減少と同様に、小さくなり、 $p=4\text{MPa}$ 以上においては ϕ_s の値は δ によらずほぼ一定となる。
- 3) 宇部まさ土の場合、 $\sigma_c=30\text{kPa}$ から $\sigma_c=200\text{kPa}$ の拘束圧域では ϕ_s の減少は 4° 程度と小さく、また、 $\delta=0^\circ$ と $\delta=90^\circ$ の ϕ_s の差は 3° 程度ある。しかし、 $\sigma_c=200\text{kPa}$ のピーク時の応力に相当する $p=0.4\text{MPa}$ では、強度異方性はほとんど消失していると判断できた。
- 4) 以上のことから、砂の強度異方性は、拘束圧の増加に伴って減少し、ある拘束圧域から消失するものと考えられる。
- 5) 秋穂砂の特性状態のセカント角度 ϕ_M は、 $p=0.2\text{MPa}$ から $p=4\text{MPa}$ の間で 25° から 38° まで増加していること、およそ 4MPa 以上の p では ϕ_s とほぼ一致していることがわかった。このことから、砂の ϕ_M の値は比較的低い拘束圧では変化しないものの、拘束圧の増加に伴い増加し、ピーク時の値に一致すると言える。
- 6) 2つの試料のピーク時のセカント角度と平均有効主応力 p を降伏点 p_y で除した p/p_y との関係は、各々の堆積面と最大主応力面のなす角毎にほぼ1つの曲線が描けること、 $p/p_y=1$ 付近で堆積面と最大主応力面のなす角によらずピーク時のセカント角度がほぼ同じになること、また、細粒分含有率の増加量と p/p_y の関係も2つの試料においてほぼ一義的な関係を示すことが明らかとなった。

参考文献

- 1) Oda, M.: Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.1, pp.17-36, 1972.
- 2) Oda, M.: The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand, *Soils and*

- Foundations*, Vol.12, No.2, pp.1-18, 1972.
- 3) Oda, M.: Deformation mechanism of sand in triaxial compression tests, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.4, pp.45-63, 1972.
 - 4) Arthur, J.R.F. and Menzies, B.K.: Inherent anisotropy in a sand, *Géotechnique*, Vol.22, No.1, pp.115-128, 1972.
 - 5) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T.: Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.25-38, 1978.
 - 6) Oda, M.: Anisotropic strength of cohesionless sands, *Jour. of Geotechnical Eng. Div.*, Vol.107, No.GT9, pp.1219-1231, 1981.
 - 7) Haruyama, M. and Kitamura, R.: Anisotropic deformation-strength properties of soft sedimentary rock 'Shirasu' originated from pyroclastic flows, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.84-94, 1984.
 - 8) Miura, S. and Toki, D.: Elastoplastic stress-strain relationship for loose sands with anisotropic fabric under three-dimensional stress conditions, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.43-57, 1984.
 - 9) Miura, S. and Toki, D.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sand samples from natural deposits, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
 - 10) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26., No.1, pp.65-85, 1986.
 - 11) Lam, W.K. and Tatsuoka, F.: Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand, *Soils and Foundations*, Vol.28., No.1, pp.89-106, 1988.
 - 12) 三浦哲彦・山内豊聡(1977): “砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響,” 土木学会論文報告集, No.260, pp.109-118
 - 13) 安福規之(1990): “広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究,” 九州大学博士論文

(1997. 4. 15 受理)

STRENGTH ANISOTROPY AND PARTICLE CRUSHING OF SAND UNDER A WIDE STRESS REGION

Yukio NAKATA, Masayuki HYODO, Hidekazu MURATA, Shin KODAMA
and Tsuyoshi ADACHI

In order to investigate the effect of confining pressure on strength anisotropy of two kinds of sand under a wide stress region, a series of test was carried out. It was found that as the confining pressure increase, the peak secant angle and the strength anisotropy decrease. It was also found that the relationships between the peak secant angle and the normalized mean effective principal stress for each angle between bedding and major principal stress planes were unique.