

労働省 産業安全研究所 ○堀井 宣幸

東京大学 生産技術研究所 プラダン テージ B. S.

東京大学 生産技術研究所 龍岡 文夫

1. はじめに： 斜面安定や支持力解析において用いる土の変形・強度特性を室内実験により求めようとする場合には、現場での応力、ひずみ条件を十分に再現できる試験方法を採用する必要がある。安定解析や支持力解析で考慮するスベリ面内の土要素の破壊(変形)モードは単純せん断変形¹⁾が主体と考えられる。そこで、筆者らは単純せん断変形をシミュレートできる試験装置として、中空供試体を用いた自動ねじり単純せん断試験装置を開発した^{2), 3)}。

また、この試験では単純せん断条件がほぼ達成されていることが確認されている。本報告は、この試験装置を用いて行った、砂の排水単純せん断試験結果について述べたものであり、せん断中の局所的ひずみ分布、および排水単純せん断強度 ϕ_d の拘束圧依存性について検討を行った。

2. 試験装置、試料および試験方法： 試験システム、自動制御・計測法および応力・ひずみの計算法は文献²⁾を参照されたい。試料は豊浦標準砂($e_{max}=0.977$, $e_{min}=0.605$)を用い、空中落下法により供試体を作製した。所定の圧密応力で異方圧密した後、ひずみ制御方式(せん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}_{st}=0.02\%/min$)で単純せん断を行った。

3. 実験結果および考察： (3-1) 変形特性(ひずみ分布) 局所ひずみは、精度 $20\mu m$ のデジタイザーを用い、メンブレン表面に書いたマーカーの座標を読み取り計算している。ここで、ひずみを次のように定義をする。 γ_{st} ：供試体の境界より求めた平均ひずみ、 $(\gamma_{st})_s$ ：供試体の境界より求めたひずみを供試体表面でのひずみに換算したもので、 $(\gamma_{st})_s=1.22\gamma_{st}$ なる関係がある。 $(\gamma_{st})_l$ ：供試体表面の局所ひずみ、 $(\gamma_{st})_i$ ：平均局所ひずみ。図-1 (a)~(d)は有効軸応力 $\sigma'_{a0}=0.5, 1.0, 2.0\text{ kgf/cm}^2$ 、間隙比 $e_{0.05}=0.8, 0.7$ の実験結果を示したもので、 $\gamma_{st}=2, 4, 6, 8, 10\%$ ($(\gamma_{st})_s=2.4, 4.9, 7.3, 12.2\%$)のときのひずみ分布を図示した。これによると、緩い供試体では大きな γ_{st} まで $(\gamma_{st})_s$ と $(\gamma_{st})_l$ は非常に近い値を示している。一方密な供試体では γ_{st} が6%を越えると両者の差は顕著に大きくなってくる。これは、 γ_{st} が5%前後に達したときに明確な Shear

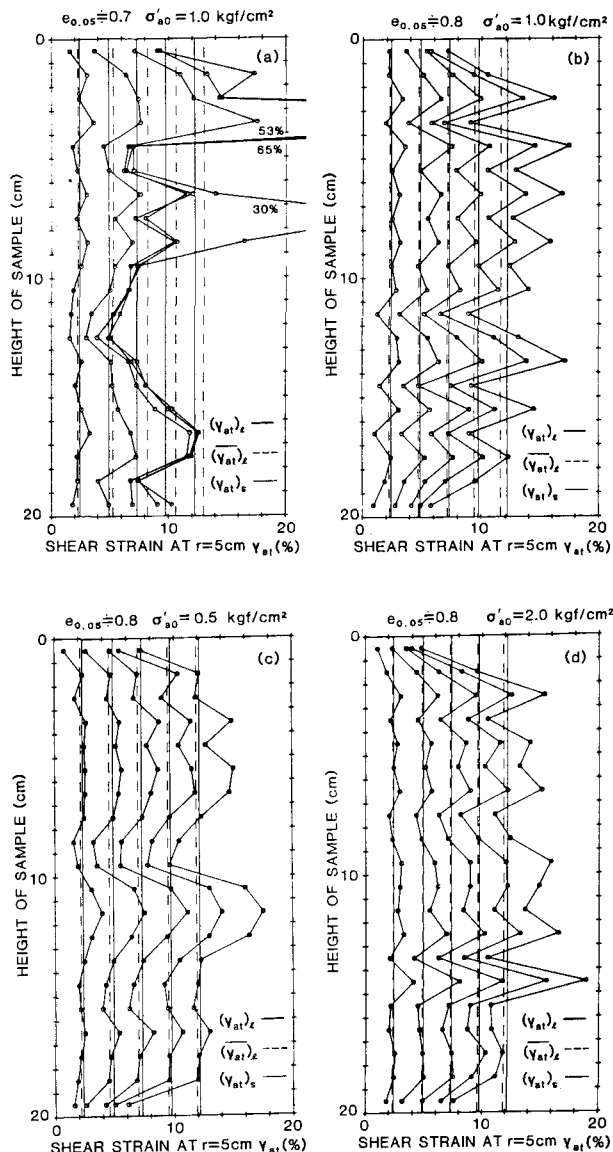


図-1 局所ひずみ分布

band が形成されたためである。(b),(c),(d)はそれぞれ、 $\sigma'_{v0}=1.0, 0.5, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の緩い供試体のひずみ分布である。密度が小さいため、 σ'_{v0} の違いによる差は明確ではないが、一般に拘束圧が小さいほど Shear band が発生しにくくなり、ひずみの集中は見られない。またこれらのひずみ分布から、緩い供試体では小さい Shear band が多数発生しているが、平均ひずみでみるとひずみの一様性は高いといえる。また、密な供試体では Shear band の発生前まではひずみは一様であるが Shear band 発生後は、Shear band にひずみが集中し、局所ひずみ($\gamma_{0.1}$)は($\gamma_{0.1}$)_sの数十倍にも達している。

(3-2) せん断強度～せん断ひずみ関係 有効軸応力 $\sigma'_0=0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の緩い供試体の $\tau_{0.1}/\sigma'_0$ と $\gamma_{0.1}$ との関係を図-2に示した。せん断初期では、 $\sigma'_0=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ と $\sigma'_0=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の応力-ひずみ曲線は一致しているが、せん断が進行するにつれ $\sigma'_0=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ のひずみ曲線は $\sigma'_0=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ のそれに漸近する。しかし、マクロ的にみれば、ひずみ曲線は σ'_0 によらずほぼ同様な形状を示している。

(3-3) 排水せん断強度 緩い供試体の主応力比 R および体積ひずみ ε_v ～せん断ひずみ $\gamma_{max} (= \varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ 関係を図-3に示した。これによると、 $R \sim \gamma_{max}$ は σ'_0 によらず類似した傾向を示すが、内部摩擦角 $\phi_d = \sin^{-1} \{ (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3) \}$ は $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合が、一番大きな値を示している。また、体積ひずみ ε_v と γ_{max} との関係をみると、変相点(最大体積圧縮点)におけるせん断ひずみ γ_{max} は有効軸応力 σ'_0 が大きくなるほど、大きくなる傾向を示している。図-4' は平面ひずみ圧縮試験、3軸圧縮試験および等方ねじりせん断試験における ϕ_d と単純せん断試験における ϕ_d を比較したものである。ここに、 δ は σ'_1 方向と bedding plane とのなす角度である。単純せん断試験より求められた ϕ_d は、緩い供試体における三軸圧縮試験結果と同様な値をとるが、それ以外は他の試験によるものより小さな値を示している。

<謝辞> 本研究は東京大学生産技術研究所において行われたものであり、実験に際し御助言いただきました技官佐藤剛司氏ならびに研究室の方々に深く感謝いたします。

<参考文献> 1)龍岡・輕部(1983): 講座「土の構成式入門 4.力学挙動と経験式」、土と基礎、2)堀井宣幸ら(1987): 「中空ねじりによる砂の自動単純せん断試験」、第22回土質工学研究発表会、3)アラン・デュー B.S.ら(1987): 「ねじり単純せん断における砂の変形特性」、第22回土質工学研究発表会、4)Tatsuoka et.al(1986): "FAILURE AND DEFORMATION OF SAND IN TORSIONAL SHEAR", SOILS AND FOUNDATIONS, VOL.26

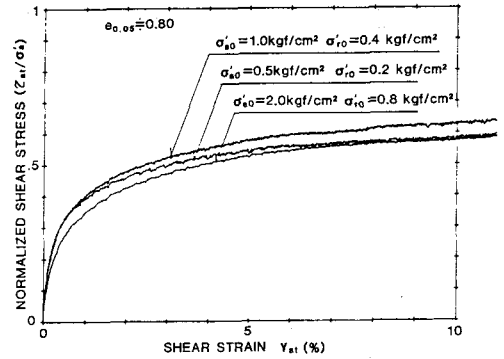


図-2 せん断強度～せん断ひずみ関係

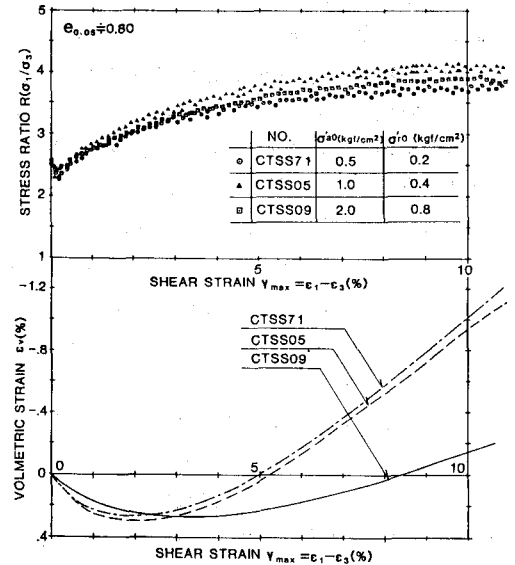


図-3

主応力比、体積ひずみ～せん断ひずみ関係

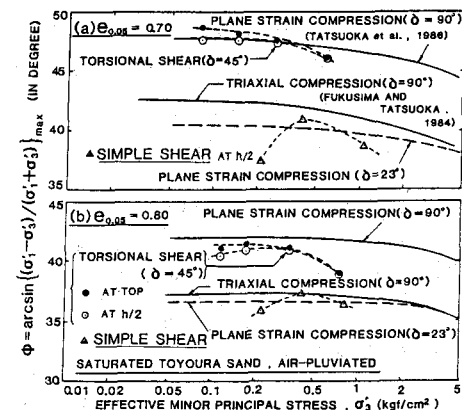


図-4 最小主応力～内部摩擦角関係