

砂のせん断特性に及ぼす側方拘束ひずみの影響

徳江俊秀*・梅津喜美夫**・長谷川浩久***

平面ひずみ条件下の土の特性を調べる実験的研究が様々行われているが、実際の土の状況は完全な平面ひずみ状態、すなわち、一方向の垂直ひずみが零の状態にあるとは考えづらい。本研究は、豊浦砂の矩形供試体を用いてこのひずみを様々発生させた圧縮せん断試験を行うことにより、応力経路は0.1%以下の微小なひずみにも敏感に影響されるが、強度は非常に鈍感でかなり大きなひずみが発生しても平面ひずみ強度が期待できることを述べている。

Keywords : plane strain compression, lateral strain ϵ_2 , stress path, stress-strain relation, shear strength

1. はじめに

ロックフィルダム、長い堤体、擁壁背後の地盤など多くの土構造物や地盤は、一方向の変形が拘束された平面ひずみ状態、すなわち拘束方向の垂直ひずみがゼロの状態として考えられることが多い。このことから、今日多くの研究者によって平面ひずみ条件下の土の特性を調べる研究が様々行われてきている。そして、これらの研究は、主として、①連結棒で剛結された2枚の拘束板により一方向の変位を生じないようにして行った平面ひずみ圧縮試験結果と通常の三軸圧縮試験結果との比較を行う、また、②このような平面ひずみ装置の拘束板に設けた圧力室により、せん断挙動に及ぼす中間主応力の影響を調べる、そしてまた、③平面ひずみ挙動に及ぼす粒子構造の異方性の影響を調べる等にそのねらいがあったように思われる。

しかし土は、鋼材やコンクリートと異なり結合力の弱い土粒子の集合体で、不連続性が極めて卓越する。そのため、①このような土から成る実際の土構造物や地盤は、たとえ人工的なものであっても、その中の要素が外力に容易に応答し密度も変わりやすくなるので、不均質な状況になりやすい。また②対象となる土構造物等の断面形状が一樣とならない場合が多い。さらに③載荷荷重が対象領域全体で均一になるとは限らない、等の状況がある。そして、これらの1つの状況でも生じれば、厳密には、土要素同士間で変形のやりとりが生じ、 $\epsilon_2=0$ で示される完全な平面ひずみ条件は成立しない。したがって、一般に平面ひずみ条件にあるとされる現実の土構造物や地盤に、この完全な平面ひずみ条件下の土の諸性質を適用

することには、大きな疑問が生ずる。

そこで本研究は、この側方の拘束ひずみに着目し、次の点について実験的に検討を行った。

(1) 平面ひずみ挙動に及ぼす微小な側方拘束ひずみの影響を調べる試験：平面ひずみ圧縮試験中、供試体拘束方向の側方ひずみの発生を微量許していくと、その供試体のせん断挙動は、完全な平面ひずみ状態のせん断挙動からどのように変化していくのかを調べ、限界側方ひずみ（拘束方向の側方ひずみを許しても、供試体のせん断挙動が完全な平面ひずみ状態の場合と変わらない最大の許容側方ひずみ ϵ_{2L} ）について検討する。

(2) せん断挙動に及ぼす側方ひずみ拘束時期の影響を調べる試験：三軸圧縮試験中、すなわち、側方の2方向の応力が等しい状態で側方ひずみの発生を大きく許していく圧縮試験中、ある所で平面ひずみ状態に切り換えると、この側方ひずみ拘束の時期が供試体の挙動にどのような影響を及ぼすかを調べる。

なお、このような検討項目は、土の種類、密度、供試体の初期応力状態、側方ひずみの発生方法等の影響を受けると考えられるが、本研究では、豊浦標準砂の矩形均質密詰め供試体を、初期応力状態を等方にし、試験中の側方ひずみ ϵ_2 を、(1)については試験機（ロードセル等）の剛性にまかせて発生させ、また(2)については先にも述べたように三軸圧縮状態 ($\sigma_2=\sigma_3$) で発生させた。また、試験は全て圧密排水条件で行った。

2. 試料

試験に用いた試料は豊浦標準砂で、比重は $G_s=2.64$ である。また、50% 粒径は $D_{50}=0.172$ mm であり、均等係数は $U_c=1.32$ である。

3. 試験装置

本研究では、前述のような側方ひずみの影響を調べる

* 正会員 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科
(〒101 千代田区神田駿河台1-8)

** 正会員 工修 日本大学助手 理工学部土木工学科

*** 正会員 工修 (株)丸久組

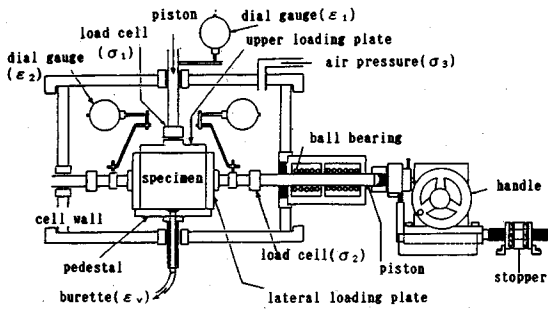


Fig.1 Cell section and lateral displacement control device.

目的から次のような平面ひずみ試験装置を作製した。

(1) 概要

装置のセル断面を Fig.1 に示す。

主応力の荷荷については、 σ_1 , σ_2 はピストンを介して剛板で荷荷され、 σ_3 はセル内の空気圧によって荷荷される。また、 σ_1 , σ_2 および σ_3 の荷荷システムはそれぞれ独立であるため、任意の応力経路で荷荷できる。なお、 σ_1 の荷荷は荷重制御・変位制御が共に可能である。

主応力の測定は、 σ_1 , σ_2 はロードセル（定格容量： σ_1 は 9.8 kN [1tf]、 σ_2 は 4.9 kN [500 kgf]、最小読み取り値： σ_1 は 2.45 N [0.25 kgf]、 σ_2 は 1.67 N [0.17 kgf]、精度： σ_1 , σ_2 共に読み値の±0.2% 以内）によって、 σ_3 はプレッシャーゲージ（最大測定値： 5.88×10^2 kN/m² [6.00 kgf/cm²]、最小目盛り： 1.96 N/m² [0.02 kgf/cm²]) によってなされる。

主ひずみの測定については、 ϵ_1 は Fig.1 に示すように、セル上部にセットされた 1/100 mm 精度のダイヤルゲージで測定され、 ϵ_2 はセル内にセットされた 1/1 000 mm 精度のダイヤルゲージによって測定される。また、体積ひずみ ϵ_v はビューレット（測定容量：50 cc、最小目盛り：0.1 cc）によって測定される。

(2) 供試体

セル内の供試体の状況を Photo 1 に示す。

供試体を被うゴムスリーブ（厚さ 0.4 mm）は形状が矩形で、上下、左右の荷荷板（ σ_1 , σ_2 荷荷板）を外側で被っている。また、供試体と上下、左右の荷荷板との間に働く摩擦は、後述の予備実験の結果から、シリコングリスを適量塗布した厚さ 0.05 mm のテフロンシートと厚さ 0.2 mm のゴムシートを用いて軽減してある。

供試体の作製方法は、Fig.2 に示すように、ゴムスリーブの σ_3 （空気圧）荷荷面に凸型のモールドを設置し、その中に飽和砂を 10 層に分けて投入し、各層毎に突き棒で 100 回ずつ突き詰めて作製した。このモールドは供試体を密閉した後、 0.2×10^2 kN/m²（ ≈ 0.2 kgf/cm²）の負圧をかけて取りはずされる。この時の供試体の寸法は、おおよそ長さ 8.8 cm × 高さ 8.2 cm × 幅 5.2 cm であり、間げき比は $e_0 = 0.578 \sim 0.630$ である。

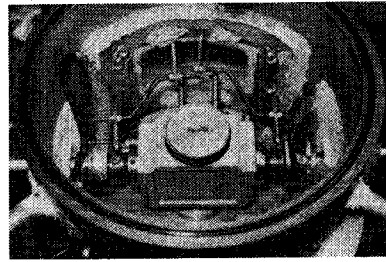


Photo 1 Specimen in the cell.

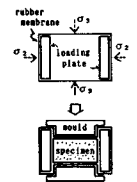


Fig.2 Specimen preparation.

(3) 側方変位調整装置

実際の平面ひずみ試験の際には、拘束方向の応力が増加するに従ってロードセルの軸変位が発生する。実際に設置される状況を再現して測定すると、左右合わせて最大（軸力 500 kgf ≈ 4.9 kN）で 0.20 mm の変位（約 $\epsilon_2 = 0.23\%$ ）が生じ、平面ひずみ条件が損なわれる恐れがある。そこで、厳密に平面ひずみ状態が維持でき、また微小な側方変位も調整できるように、Fig.1 に示すような側方変位調整装置を作製した。側方変位の調整は、側方荷荷板に直接セットされた 1/1 000 mm 精度のダイヤルゲージを見ながら、ハンドルを回すことによって行われる。このハンドルを 60 回転させることにより、側方変位を 1 mm 調整することができる。同様に、ストッパーを 1 回転させることにより、1 mm の側方変位の調整が可能である。また、初期応力荷荷時の側方応力の荷荷も、側方変位の調整と同様、このハンドルを用いて行う。

4. 試験方法

試験は、供試体の初期応力状態を、 σ_{10} と σ_{30} を空気圧で、 σ_{20} を側方変位調整装置でそれぞれ段階的に荷荷して $\sigma_{10} = \sigma_{20} = \sigma_{30} = 1.0 \times 10^2$ kN/m²（ ≈ 1.0 kgf/cm²）の等方状態（等方圧密状態）にし、その後 30 分の安定時間をみて、次のような排水試験を行った。

(1) 平面ひずみ挙動に及ぼす微小な側方拘束ひずみの影響を調べる試験

この試験は、初期応力状態達成後、次のように行った。
 ①側方変位調整装置のハンドルを固定し、また側方空気圧 $\sigma_3 = 1.0 \times 10^2$ kN/m² を一定にして、 σ_1 を増加させて供試体を圧縮する。
 ②Fig.3 に示すように圧縮初期に生ずる収縮側の側方変位は調整せずそのまま圧縮を行う。
 ③さらに圧縮していくと生ずる膨張側の側方変位は、Fig.3 のように所定の量まで増加を許した後、この変位を片側 1/1 000 ~ 3/1 000 mm (0.001 ~ 0.003%) の幅に収まるようにハンドル調整して維持し、圧縮を続ける。

このようにして行った試験の種類を Table 1 に示す。

(2) せん断挙動に及ぼす側方ひずみ拘束時期の影響を調べる試験

この試験は、三軸圧縮過程と平面ひずみ圧縮過程の二

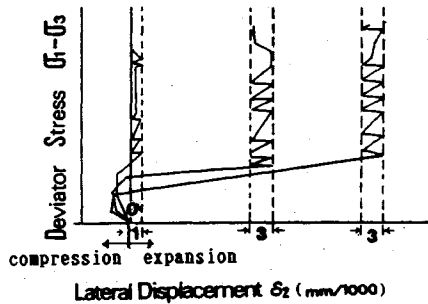


Fig.3 Lateral displacement control method.

Table 1 Kinds of tests (Tests for investigating the influence of small lateral strains on shear behaviours).

Mark	Lateral Displacement(mm)	Lateral Strain(%)
A	0/1000 < δ₂ < 2/1000	0.000~0.002
B	50/1000 < δ₂ < 56/1000	0.057~0.064
C	100/1000 < δ₂ < 106/1000	0.114~0.120
D	150/1000 < δ₂ < 156/1000	0.170~0.177
E	200/1000 < δ₂ < 206/1000	0.227~0.234

Table 2 Kinds of tests (Tests for investigating the influence of confining time of lateral strains on shear behaviours).

Time of Confining	Mark	Lateral Displacement (mm)	Lateral Strain(%)
Before Peak Strength in Triaxial Comp.	A	0/1000 < δ₂ < 2/1000	0.000~0.002
	B	1000/1000 < δ₂ < 1010/1000	1.136~1.148
	C	2000/1000 < δ₂ < 2010/1000	2.273~2.284
	D	3000/1000 < δ₂ < 3010/1000	3.409~3.420
	E	confining immediately before peak strength in triaxial compression (ε₁=6.1~6.4%)	
No Confining	F	no confining (triaxial compression test)	
After Peak Strength in Triaxial Comp.	G	confining at ε₁=8%	
	H	confining at ε₁=10%	
	I	confining at ε₁=12% (in residual condition)	

つから構成される。すなわち、①上述の等方初期応力状態達成後、側方変位調整装置のハンドルを回すことによって、通常の三軸圧縮試験と同様側方応力 σ₂ を側方空気圧 σ₃ と等しく一定 (σ₂ = σ₃ = 1.0 × 10² kN/m²) に保った状態で σ₁ を増加させ、側方変位を生じさせる。そして②側方変位が所定の値に達した時、ハンドルの回転をやめてこの変位を拘束し平面ひずみ条件に切り換え、さらに σ₁ を増加させて圧縮するという方法である。

試験の種類を Table 2 に示す。表中の設定側方変位は左右の側方拘束板の変位の合計 (側方膨張変位) を示す。試験は、三軸圧縮過程における側方変位拘束の“時期”によって、軸差応力が最大に達する前に側方変位を拘束した場合 (ピーク前拘束: A~E) と、それ以降に側方変位を拘束した場合 (ピーク後拘束: G~I) に大別できる。前者の場合 (A~E) は、三軸圧縮試験 (拘束なし: F) における破壊時の側方変位 δ₂f ≃ 4 mm (ε₂f ≃ ε₃f ≃ 4.6%) を考慮し、この値以前で側方変位 δ₂ を拘束し

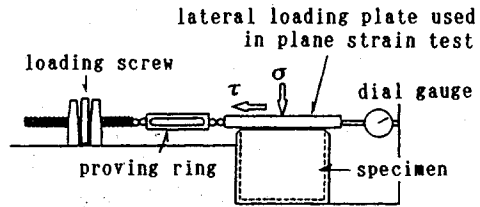


Fig.4 Direct shear test apparatus.

ているが、後者の場合 (G~I) は、軸差応力ピーク時の軸ひずみ ε₁f ≃ 7% (δ₁f ≃ 5.7 mm) を規準にして ε₁ > ε₁f のピーク以降の段階で側方変位を拘束している。側方変位拘束後の平面ひずみ条件の維持は、先述の側方変位調整装置により、片側 5/1 000 mm (ひずみ 0.006%) の幅を越えないように膨張量を調整して行っている。

なお、(1)、(2) とともに、試験は各種類 2~3 個の供試体について行い、各種類の結果にはそれらの平均したものを採用している。

5. 予備実験

側方載荷板と試料の間に働く摩擦は、供試体の挙動に微妙に影響する。この摩擦を軽減するために、テフロンシート (厚さ 0.05 mm)、ゴムシート (厚さ 0.2 mm) およびシリコングリース量のいろいろな組合せを考え、これらについて、摩擦の大きさを調べるために、Fig.4 のような平面ひずみ試験時の側方状態を再現した一面せん断試験を行った。試料は豊浦標準砂で、供試体 (Fig.4) の作製は本試験の場合と全く同様に行った。但し、供試体の上端はモールドより 2 mm 高く余盛りして、載荷板とモールド壁の接触を防止した。上載圧 σ としては、平面ひずみ圧縮試験における破壊時の中間主応力に相当する σ₂f ≃ 3 × 10² kN/m² を用いた。

この結果、側方載荷板にシリコングリース塗布 (0.5 cc)、テフロンシート貼付、シリコングリース塗布 (0.5 cc)、ゴムシート貼付の順による組合せが、最も摩擦を軽減 (τ₁/σ = 0.4%, 摩擦角 = 0.2°) することが判明した。したがって、本試験では側方の載荷板の摩擦の軽減にこの方法を用い、さらに上下の載荷板にも用いた。

Fig.5 は、この摩擦の軽減方法が平面ひずみ挙動にどのように影響を及ぼすかを調べてみたものである。図中の A は上記の摩擦軽減法を用いたものであり、B は上記のゴムシートの代わりにテフロンシートを用いたもの (τ₁/σ = 13.3%) を示している。また、(1) は許容側方変位が 0 < δ₂ < 2/1 000 mm (ε₂ ≃ 0) の場合、(2) は許容側方変位が 200/1 000 < δ₂ < 206/1 000 mm (ε₂ ≃ 0.23%) の場合である。これらより、側方の摩擦は、平面ひずみ試験の結果に顕著に影響することがわかる。

さらにまた、このような摩擦の軽減方法の効果を調べるために、周辺の摩擦の無い通常の円筒形供試体 (φ 5

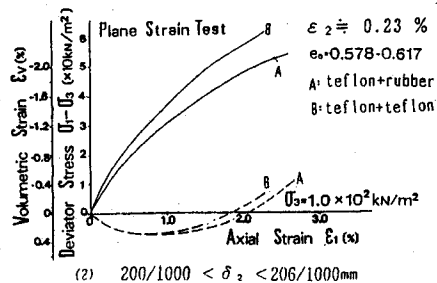
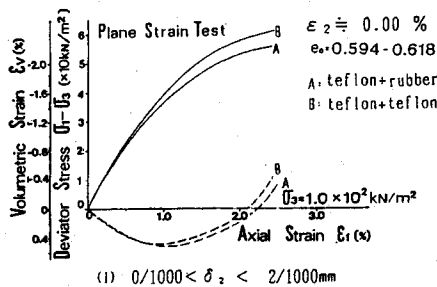


Fig. 5 Influence of side friction on shear deformation.

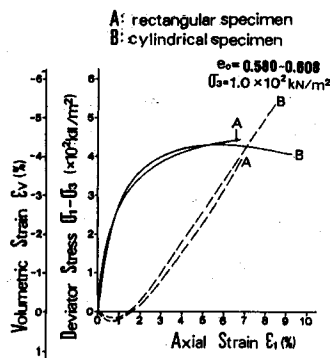


Fig. 6 Stress-strain relation in triaxial compression.

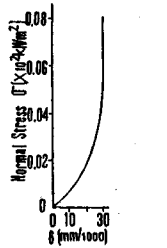


Fig. 7 Compressive displacement (δ) of rubber sheet.

cm \times h 10 cm) による三軸試験の結果と比較を行った。Fig. 6 の A は平面ひずみ試験機の側方変位調整機構を用いて拘束方向の σ_2 を側方空気圧 σ_3 と等しい状態にして行った矩形供試体の三軸結果であり、B は通常の円筒形供試体の三軸結果である。A は載荷方法が応力制御によるためピーク直前の値までしか現れていないが、両者はほぼ同じような挙動を示している。このことから、今回の試験においては供試体の側方、上下の端面摩擦は充分除去されており、また、供試体の隅角部におけるアーチアクションも生じていないと考えられる。

しかしながら、このような摩擦の軽減方法を用いると平面ひずみ試験時においてゴムシート (厚さ 0.2 mm) の粒子貫入による ϵ_2 への影響が考えられる。そこで、ゴムシートの圧縮量を調べてみた。Fig. 7 にその結果を示す。これよりゴムシートの圧縮は垂直応力 $\sigma = 0.04 \times$

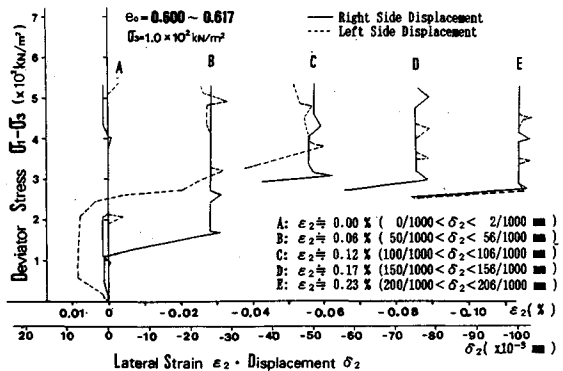


Fig. 8 An example of lateral strain path.

10^2 kN/m^2 付近で完了していることから類推すると、粒子の貫入はせん断開始時の初期応力状態ですでに完了していると考えられ、せん断挙動には大きな影響はないと考えられる。

6. 試験結果と考察

(1) 平面ひずみ挙動に及ぼす微小な側方拘束ひずみの影響

a) 側方ひずみ径路

Fig. 8 に、実施した試験の側方ひずみ径路の代表例を示す。他の結果も含めて、次の諸点が認められた。なお、図中の実線は右側、点線は左側の発生変位を表している。
① σ_2 方向の側方ひずみは、Fig. 8 にも示してあるように、せん断初期に収縮側に発生するものもあったが、そのひずみ (変位) 量は左右あわせて約 0.01% (10/1 000 mm) 程度であった。

② 側方ひずみはどの場合も、左右とも $(\sigma_1 - \sigma_3) = 1.0 \sim 3.0 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ の間で膨張側に転じていった。

③ 側方ひずみの発生は、左右完全には一致していないが、Fig. 8 に示したようにほぼ同じような傾向を示した。

④ 側方ひずみの調整は、調整幅が片側 0.001~0.003% (1/1 000~3/1 000 mm) 以内に収まるようにして行ったが、若干大きくなっている。しかし、ほとんどの場合 0.006% (5/1 000 mm) 以内に収めることができた。

⑤ 側方ひずみの調整回数は、少ないもので 3 回、多いもので 7 回で、ほとんどの場合 4~5 回であった。同じ許容側方ひずみ (変位) の条件のもとで、この調整回数が 3 回のもので 7 回のを比べてみた結果、応力-ひずみ関係・応力径路には、この調整回数の影響は全く認められなかった。

b) 応力径路

Fig. 9 に応力径路の代表例を示す。これより次の諸点が認められる。

① 軸応力 σ_1 が増加していく途中、Table 1 に示した範囲におさまるように発生する側方変位を調整すると、上記

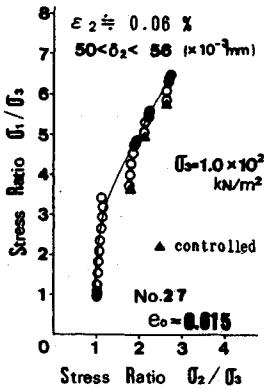


Fig. 9 An example of stress path.

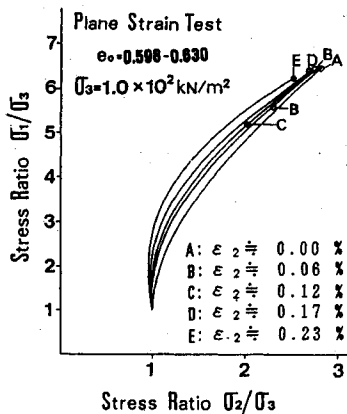


Fig. 10 Stress path.

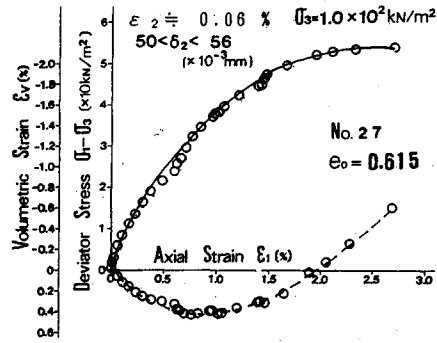


Fig. 11 An example of stress-strain relation.

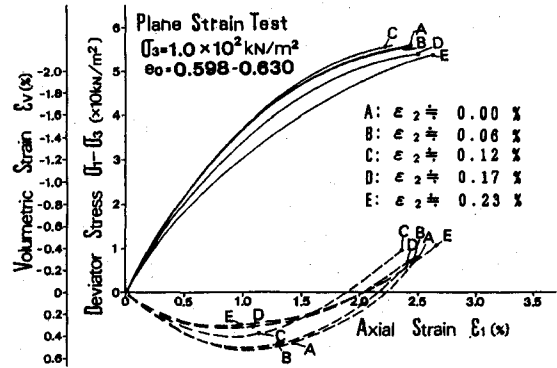


Fig. 12 Stress-strain relation.

a) ④に示したように調整幅は5/1 000 mm以内と微小にもかかわらず、調整直後に側方応力 σ_2 は急増し (▲印)、応力経路が右に大きくずれる。

②しかし、更に σ_1 の増加により圧縮が進むと、調整前の応力経路の延長上に戻ってくる。

以下に示す応力経路は、調整直後の応力の不連続性を無視して、Fig. 9に示すような曲線(実線)とした。

Fig. 10は、上述のようにして描いた応力経路を、今回の条件についてまとめて示したものである。これより許容側方ひずみの大きさによる応力経路の変化は、完全な平面ひずみ状態 ($\epsilon_2 = 0$) の(A)と、最も大きく許した(E)の間で連続的に変化しているのが認められる。

c) 応力～ひずみ関係

Fig. 11に応力～ひずみ関係の詳細図を示す。

この図に示すように、軸差応力～軸ひずみ ($(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$) 関係、およびダイレイタンスー特性 ($e_0 \sim \epsilon_1$ 関係) は、応力経路の場合と同じように、側方ひずみの調整による凹凸が若干見られる。以下に示す応力～ひずみ関係のグラフは、応力経路の場合と同じように、図に示すような滑らかな曲線とした。

Fig. 12に、今回行った条件の応力～ひずみ関係をまとめて示す。これより次の諸点が認められる。

①許容側方ひずみが $\epsilon_2 \approx 0\%$ の(A)、約0.06%の(B)、そして約0.12%の(C)の軸差応力～軸ひずみ ($(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$) 関係は、ほぼ同じような曲線を示しており、許容側方ひずみの違いによる影響は認められない。

②しかし、許容側方ひずみが更に大きい、約0.17%の(D)と約0.23%の(E)の軸差応力～軸ひずみ関係は、①の曲線からはずれ、許容側方ひずみが大きくなるに従って、軸ひずみの増加に対する軸差応力の増加の割合が小さくなる、すなわち曲線の勾配が緩やかになる傾向が認められる。

③ダイレイタンスー特性においては、許容側方ひずみの違いと対応した変化は見られないが、許容側方ひずみが小さいほど、体積が収縮しやすい傾向にある。

d) せん断強さ

せん断強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ と間げき比 e_0 の関係を Fig. 13に示す。これより次の諸点が認められる。

①間げき比は、ほぼ0.59～0.63にまとまっており、せん断強さも $5.3 \sim 5.7 \times 10^2$ kN/m² にまとまっている。

②許容側方ひずみの影響は、ひずみが大きくなるに従いせん断強さが若干低下する傾向が認められるようにも見られるが、データが入り乱れており明確ではない。

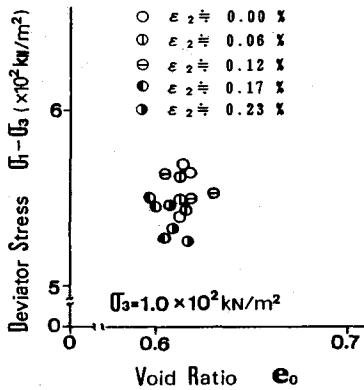


Fig.13 Relation between shear strength and void ratio.

Table 3 Influence of allowed lateral strains.

Shear Behaviour	Influences of Allowed Lateral Strain	Critical Value of Lateral Strain
Stress Path	sensitive	less than 0.06 %
Stress~Strain R.	somewhat sensitive	0.06 ~ 0.12 %
Shear Strength	insensitive	more than 0.23 %

以上、許容側方ひずみの影響について見てきたが、これらをまとめると Table 3 のようになる。

つまり、許容側方ひずみの影響の度合いはせん断挙動の内、応力経路・応力~ひずみ関係・せん断強さの順に鈍感になってくる。そして、せん断強さについては、内部摩擦角 ($\phi' = \sin^{-1}(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$) にすると $46.6^\circ \sim 47.8^\circ$ の 1.3° の範囲に分布しており、側方ひずみによる傾向的な差異はこのばらつきに吸収され認められない。したがって、平面ひずみ条件下の砂の挙動における限界側方ひずみ ϵ_{2L} 、すなわち拘束方向のひずみを許しても、完全な平面ひずみ状態の挙動と変わらない最大の許容側方ひずみは、着目するせん断挙動によってだいぶ異なり、強度という面から見れば、かなり大きな限界側方ひずみが期待できる(後述の 6. (2) でさらに詳述)。しかし一方、せん断挙動というものを、最も敏感な応力経路も含めた挙動全般にわたってみれば、今回行った最小ひずみの 0.06% においても影響を受けることになるので、限界側方ひずみ ϵ_{2L} はあるとすれば 0.06% 以下ということになる。

(2) せん断挙動に及ぼす側方ひずみ拘束時期の影響

a) 側方ひずみ径路

実施した各試験条件の代表的な側方ひずみ径路を Fig.14 に示す。側方ひずみ ϵ_2 は、図に示すように各試験ともほぼ共通して軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) が $2.0 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ 前後で膨張側に転じているのが認められた。また、左右のひずみの出方は、設定したひずみ(変位)が大きいため、均等に生じさせることが難しく一致していない。

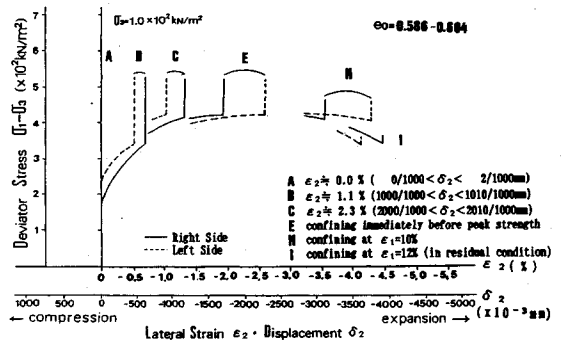


Fig.14 An example of lateral strain path.

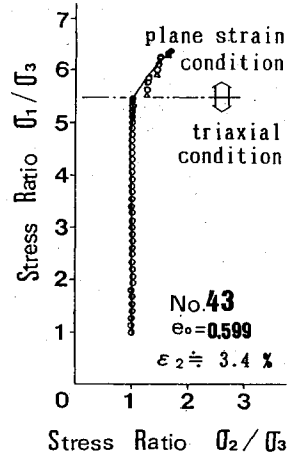


Fig.15 An example of stress path.

しかしながら、左右合わせると設定した側方ひずみ(変位)になるよう調整が行われている。

b) 応力径路

Fig.15 に、代表例として側方ひずみ(変位)を $\epsilon_2 = 3.4\%$ ($\delta_2 = 3 \text{ mm}$) 与えた時に拘束した場合の応力径路を示す。図中の△印は、Fig.9 と同様、設定した側方ひずみを維持するために、膨張しすぎたひずみを所定の変位幅に入るよう圧縮した時の値を示している。このように、膨張したひずみを押し込んで調整すると σ_2 は急激に増加するが、以後に述べる応力径路は、Fig.9 と同様、図のように不連続性を無視した曲線としている。

側方ひずみの拘束時期が、三軸圧縮過程でのピーク前とピーク後の場合の応力径路を、それぞれ Fig.16, 17 に示す。図には、 $\epsilon_2 = 0$ の完全な平面ひずみ試験結果(図中 A) も示してある。

Fig.16 のピーク前に側方ひずみを拘束した場合の結果より、次の諸点が認められる。

① どの場合(B~E)においても、拘束後の σ_2 は完全な平面ひずみ試験の場合(A)と同じような傾向で増加している。

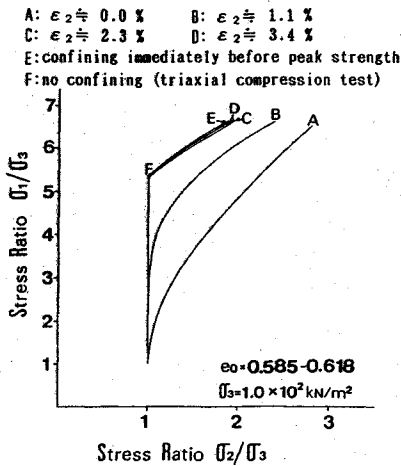


Fig.16 Stress path (Confining before peak strength).

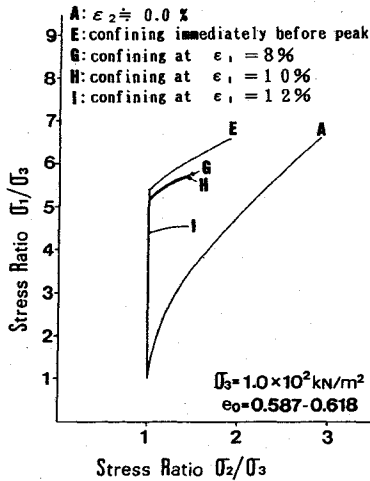


Fig.17 Stress path (Confining after peak strength).

②この σ_2 の増加量は、設定側方ひずみ(変位)が小さいほど、拘束開始が早い分だけより大きくなっている。しかしながら、設定側方ひずみ(変位)が約2.3%(2mm)以上の応力経路(C, D, E)は同じような経路を示している。

Fig.17のピーク後に側方ひずみを拘束した場合の結果より、次の諸点が認められる。

①ピーク後側方ひずみを拘束した場合(G, H, I)を、ピーク直前に側方ひずみを拘束した場合(E)および完全な平面ひずみ試験結果(A)と比べると、拘束後の応力経路の伸びは小さく、また拘束により生じた σ_2 の最終値はほぼ同様の値を示している。

②軸ひずみ $\epsilon_1=8\%$ と 10% で側方ひずみを拘束した場合(G, H)の応力経路は、ほぼ一致するが、これに比べて軸ひずみ $\epsilon_1=12\%$ の残留状態で側方ひずみを拘束した場合(I)は、拘束後の勾配が小さく、 σ_2 の増加に

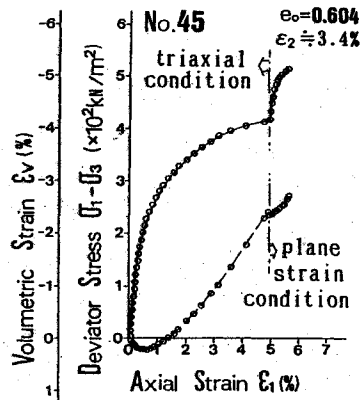


Fig.18 An example of stress-strain relation.

対して σ_1 はほとんど変化しない。

c) 応力～ひずみ関係

Fig.18に、代表例として側方ひずみ(変位)を $\epsilon_2 \doteq 3.4\%$ ($\delta_2 \doteq 3\text{ mm}$)与えた時に拘束した場合の応力～ひずみ関係を示す。これより次の諸点が認められる。

①軸差応力～軸ひずみ($(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$)関係の傾向は、側方ひずみ拘束後大きく変化し、軸ひずみ ϵ_1 は拘束により生じにくくなっており、軸差応力は急増している。

②ダイレイタンスー特性($\epsilon_v \sim \epsilon_1$ 関係)の傾向も同様に、側方ひずみ拘束後大きく変化し、拘束と同時に体積は若干であるが収縮を示し、その後も体積の膨張は出にくくなっている。

このように三軸圧縮過程の途中で側方ひずみを拘束することにより、あたかも新たなせん断挙動が再開するような傾向は、ピーク後でも、完全な残留状態(軸ひずみ $\epsilon_1=12\%$ で側方ひずみを拘束(Table 1のI))を除き、すべての場合について認められた。

Fig.19に、軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)がピークに達する前に側方ひずみを拘束した場合の応力～ひずみ関係を示す。

図には $\epsilon_2 \doteq 0$ の完全な平面ひずみ試験結果(図中A)も示してある。なお、A～Eの最大軸差応力を示す最終位置でも曲線が立っているように見えるのは応力制御であるため、Fig.18に示したように、先端付近でわずかに曲がりをして一挙に破壊が生ずることと、2～3本の平均をとっているためにこの微小な曲がり相殺されているからである。これより次の諸点が認められる。

①軸差応力～軸ひずみ関係は、どの場合(B～E)においても、それぞれの側方ひずみ拘束後、設定した側方ひずみの大きさにかかわらず完全な平面ひずみ試験結果(A)とほぼ同様の勾配で上昇している。

②ダイレイタンスー特性については、設定した側方ひずみが大きいほど体積の膨張量が大きくなっている。また、この体積の膨張量は、完全な平面ひずみ試験結果(A)と比べかなり大きくなっている。

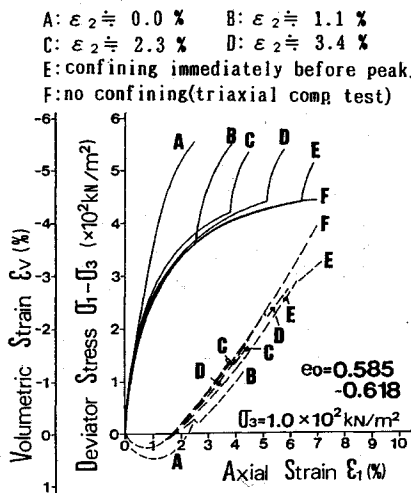


Fig.19 Stress-strain relation (Confining before peak strength).

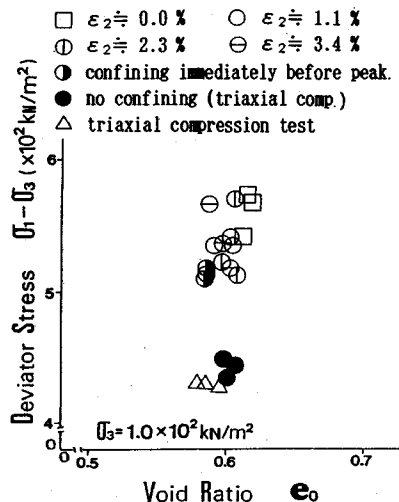


Fig.21 Relation between shear strength and void ratio (Confining before peak strength).

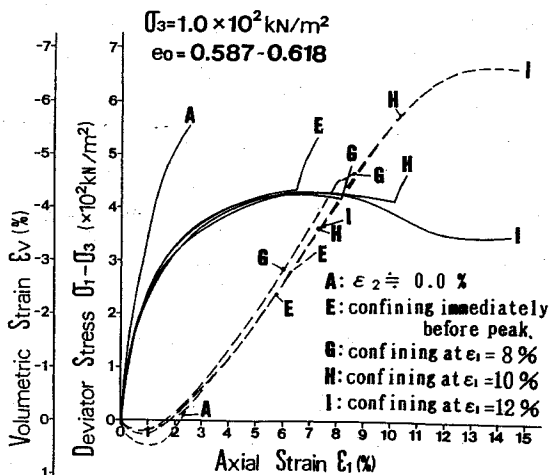


Fig.20 Stress-strain relation (Confining after peak strength).

Fig.20は、ピーク後側方ひずみを拘束した場合の応力-ひずみ関係で、これより次の諸点が認められる。

①軸差応力-軸ひずみ関係は、軸ひずみ $\varepsilon_1 = 8, 10\%$ の時点で側方ひずみを拘束した場合 (G, H)、ピークを過ぎているにもかかわらず再び軸差応力が急増している。しかしながら、その増加分は、ピーク直前に側方ひずみを拘束した場合 (E) と比べ小さくなっている。また、軸ひずみ $\varepsilon_1 = 12\%$ の残留状態で側方ひずみを拘束した場合 (I) は、既にすべり面が完成されており、軸差応力は全然増加せず残留強さとなっている。

②ダイレイタンスー特性については、軸ひずみ $\varepsilon_1 = 8\%$ で側方ひずみを拘束した場合 (G) は、ピーク前に側方ひずみを拘束した場合 (E) と同様、側方ひずみ拘束による影響が顕著に認められる。しかしながら、軸ひずみ $\varepsilon_1 = 12\%$ の場合 (I) には、側方ひずみ拘束の影響はほ

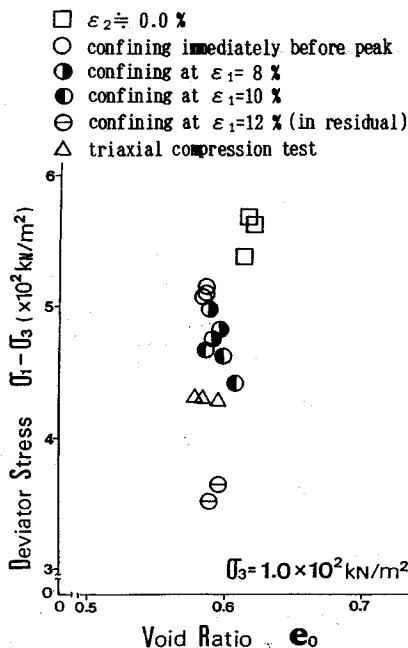


Fig.22 Relation between shear strength and void ratio (Confining after peak strength).

とんど認められない。

d) せん断強さ

(i) せん断強さと間げき比 せん断強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と間げき比 e_0 の関係を Fig.21, 22 に示す。Fig.21 は、ピーク前に側方ひずみを拘束した場合のものであり、Fig.22 は、ピーク後に側方ひずみを拘束した場合のものである。なお、図には側方ひずみが $\varepsilon_2 = 0$ の完全な平面ひずみ試験結果 (図中の□印) と円筒形供試体を用いた三軸圧縮試験結果 (△印) も示してある。これより、

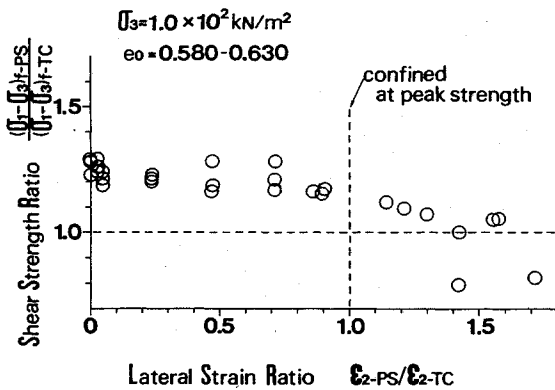


Fig.23 Relation between shear strength and lateral strain.

次の諸点が認められる。

①ピーク前に側方ひずみを拘束した場合 (Fig.21), せん断強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は三軸強さ $4.3 \sim 4.5 \text{ kgf/cm}^2$ ($\phi' = \sin^{-1}(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) = 43.0 \sim 43.8^\circ$) より明らかに大きき $5.1 \sim 5.7 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ ($\phi' = 45.9 \sim 47.8^\circ$) の間にある。詳細にみると、これらのせん断強さは、設定側方ひずみ (変位) が大きくなるに従って小さくなるように見受けられるが、データが入り乱れており明確ではなく、完全な平面ひずみ試験結果 (□印) と比べても、それほど大きな差異は認められない。

②ピーク後に側方ひずみを拘束した場合 (Fig.22) は、側方ひずみの拘束の時期を遅くするほどせん断強さは明確に低下している。特に、軸ひずみ $\epsilon_1 = 12\%$ の残留状態で側方ひずみを拘束した場合 (○印) では、三軸圧縮試験の残留強さとなっている。

(ii) 強度特性と側方ひずみの関係 せん断強さについては、Fig.21, 22 においても述べているが、ここでは側方ひずみと関連させてさらに詳細に述べる。

Fig.23 に、せん断強さと側方ひずみの関係を示す。図の縦軸は、側方ひずみを拘束した場合のせん断強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{senn}$ と三軸圧縮試験 (側方ひずみ拘束なし) 時のせん断強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{peak}$ の比を表わし、横軸は、拘束するまでの側方ひずみ ϵ_{2-PS} と三軸圧縮試験のピーク時の側方ひずみ ϵ_{2-TC} の比を表わす。したがって、 $\epsilon_{2-PS} / \epsilon_{2-TC} < 1$ は三軸圧縮試験のピーク前で、 $\epsilon_{2-PS} / \epsilon_{2-TC} > 1$ はピーク以後で、それぞれ側方ひずみの拘束を行ったことを示している。これより、次の諸点が認められる。

①ピーク前で側方ひずみを拘束した場合 ($\epsilon_{2-PS} / \epsilon_{2-TC} < 1$) では、せん断強さはばらつきが存在してはいるが、完全な平面ひずみ条件 ($\epsilon_2 = 0$) での値にほぼ達している。この結果、せん断強さは三軸試験と比べ $15 \sim 29\%$ 程度大きくなっている。

②ピーク後側方ひずみを拘束した場合 ($\epsilon_{2-PS} / \epsilon_{2-TC} > 1$) のせん断強さは、側方ひずみを大きくするほど下がって

いる。特に、 $\epsilon_{2-PS} / \epsilon_{2-TC} = 1.7$ (いわゆる残留状態) では、拘束による強度増加が全く生じない結果、三軸圧縮試験の残留強さと一致している。

このように、ピーク前に側方ひずみを拘束した場合のせん断強さは、側方ひずみの大きさにかかわらず平面ひずみ強さに等しいほぼ一定の値を示すことが認められる。前項の 6. (1) で示した限界側方ひずみをせん断強さに適用すれば、三軸圧縮のピーク直前まで側方ひずみを許しても、その時点で拘束すれば強さが完全な平面ひずみ強さとほぼ等しくなるのであるから、せん断強さからみた限界側方ひずみは $\epsilon_{2L} = 4.6\%$ (三軸圧縮試験のピーク時の側方ひずみ) という大きさになる。

7. 結 論

豊浦標準砂の均質密詰め供試体を用いて行ったせん断挙動に及ぼす側方拘束ひずみの影響を調べる今回の実験から、得られた知見をまとめると以下ようになる。

(1) 平面ひずみ挙動に及ぼす微小な側方拘束ひずみの影響 ($\epsilon_2 \leq 0.23\%$)

①側方ひずみの影響は、せん断挙動 (応力径路・応力～ひずみ関係・せん断強さ) のうち、応力径路に最も敏感に現われ、発生ひずみの大きさに従って連続的に変化する。しかし、せん断強さでは、その影響はあったとしてもデータのばらつきの範囲内 ($\phi' = \sin^{-1}(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) = 46.6^\circ \sim 47.8^\circ$) に吸収される程度でほとんど認められない。

②側方ひずみの発生を許しても、完全な平面ひずみ状態の挙動と変わらない最大の側方ひずみを限界側方ひずみ ϵ_{2L} とすれば、これは着目するせん断挙動の種類によって異なる。つまり、せん断強さという面から見れば、かなり大きな限界側方ひずみが期待できる ((2)③で後述) が、しかし一方、最も敏感な応力径路という面も含めたせん断挙動全般という観点から見れば、今回の設定ひずみでは認められず、存在するとすれば $\epsilon_{2L} < 0.06\%$ ということになる。

(2) せん断挙動に及ぼす側方ひずみ ($\sigma_2 = \sigma_3$ の状態で発生) 拘束時期の影響 ($\epsilon_2 \geq 1.14\%$)

①応力～ひずみ関係に及ぼす側方ひずみ拘束時期の影響は、拘束時点の土の変形の進行度により、大きく二つに区分される。すなわち、軸差応力が、ピーク ($\epsilon_{1f} = 7\%$) に達する前に拘束した場合、拘束後の軸差応力は平面ひずみ試験結果と同様の勾配で急増する。しかしながら、ピーク後に拘束した場合、その影響はピーク前に拘束した場合ほど顕著には認められず、特に変形の進んだ残留状態 ($\epsilon_1 = 12\%$) で拘束した場合には、すべり面が完成されており、拘束の影響は認められない。

②応力径路においても、応力～ひずみ関係の傾向と対応し、ピーク前に側方ひずみを拘束した場合、拘束後の応

力は平面ひずみ試験の場合と同じような勾配で伸びていき、 σ_1 は平面ひずみ試験とほぼ同じ値に達している。しかし、ピーク後に拘束した場合は、拘束後の σ_1 の伸びは小さく σ_1/σ_3 は平面ひずみ試験に比べて著しく小さくなっている。

③せん断強さに関しても、上記同様、側方ひずみ拘束の時期が大きく影響する。すなわち、ピーク前の拘束では側方ひずみ ϵ_2 の大きさに無関係に、せん断強さはすべて完全な平面ひずみ条件($\epsilon_2=0$)での値にほぼ到達し、この結果、 $\sigma_2=\sigma_3$ の三軸圧縮試験と比べ15~29%程度大きくなる。しかし、ピーク後の拘束ではせん断強さは側方ひずみ ϵ_2 が大きくなるほど低下し、特に残留状態の拘束では拘束による強度増が全然生じないために三軸圧縮試験の残留強さと一致している。また、前述の限界側方ひずみをこのせん断強さに着目して述べれば、今回の試験では $\epsilon_{2L} \approx 4.6\%$ とかなり大きな値となる。

今回行った、砂のせん断挙動に及ぼす側方拘束ひずみの影響を調べる試験は、ごく限られた条件の中でのものであるが、応力径路・応力~ひずみ関係・せん断強さといった挙動のうち、前2者は基本的に側方ひずみ ϵ_2 の大きさに影響を受けるが、せん断強さは非常に鈍感であることがわかった。これは、前書きにも指摘したような完全な平面ひずみ条件は満たさなくても、通常平面ひずみ条件下にあるとされる種々の土構造物や地盤等において、少なくともせん断強さに関しては平面ひずみ強さを期待し得ることを示唆しているものと思われる。

最後に本研究を行うにあたり、数多くの試験を実施してくれた日本大学理工学部土木工学科の卒業生、釜井俊孝、佐々木博明、鬼頭伸也君等に心から謝意を表するとともに、試験機の作製に協力してくれた東京試験工業株式会社の橋本正夫氏に感謝します。

参 考 文 献

- 1) Cornforth, D.H. : Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand, *Geotechnique*,

Vol.14, No.2, pp.143~167, 1964.

- 2) Henkel, D.J. and Wade, N.H. : Plane strain tests on a saturated remolded clay, *ASCE*, Vol.92, SM6, pp.67~80, 1966.
- 3) Hambly, E.C. and Roscoe, K.H. : Observations and predictions of stresses and strains during plane strain of "wet" clays, *Proc. of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, 1969, Session 1, pp.173~181, 1969.
- 4) 市原松平・松沢宏 : 平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態における乾燥砂のせん断特性, *土木学会論文報告集*, 第173号, 1970, 1.
- 5) Lee, K.L. : Comparison of plane strain and triaxial tests on sand, *Proc. ASCE*, SM3, pp.901~923, 1970.
- 6) Mitchell, R.J. : An apparatus for plane strain and true triaxial testing of undisturbed soil samples, *Can. Geotech. J.*, Vol.10, No.3, pp.520~527, 1973.
- 7) Vaid, Y.P. and Campanella, R.G. : Triaxial and plane strain behaviour of natural clay, *Proc. ASCE*, Vol.100, GT3, pp.207~224, 1974.
- 8) Green, G.E. and Reades, D.W. : Boundary conditions, anisotropy and sample shape effects on the stress-strain behaviour of sand in triaxial compression and plane strain, *Geotechnique* 25, No.2, pp.333~356, 1975.
- 9) 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.
- 10) Nagaraj, T.S. and Somashekar, B.V. : Stress deformation and strength of soils in plane strain, *Proc. ARC (Asian Regional Conference) on SMFE*, Vol.1, pp.43~46, 1979.
- 11) Mitachi, T. and Kitago, S. : Undrained triaxial and plane strain behaviour of saturated remolded clay, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.1, pp.13~28, 1980.
- 12) 下辺悟 : 砂の三軸・平面ひずみ挙動, *日本大学博士論文*, 1980.
- 13) 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.65~84, 1986.

(1991.6.26 受付)

INFLUENCES OF LATERAL CONFINING STRAINS ON SHEAR BEHAVIOURS OF SAND

Toshihide TOKUE, Kimio UMETSU and Hirohisa HASEGAWA

Many experimental studies on the soil behaviours under plane strain condition have been done. However, it is thought that there are very few actual cases placed in the perfect plane strain state that one lateral strain is zero. This paper investigates the influences of various magnitudes of lateral strains on shear behaviour of Toyoura sand specimens. It shows that stress path is influenced sensitively by lateral strain smaller than 0.1%, but that shear strength is insensitive and expected to be almost equal to the perfect plane strain strength even if the lateral strain is allowed largely by the value just before failure in triaxial test.