

# 砂の強度および圧縮変形に及ぼす応力履歴の影響

落合 英俊\*

## Effect of Stress History on the Shear Strength and Compressional Deformation of Sands

by

Hidetoshi OCHIAI

(Civil Engineering)

Characteristics of the shear strength and compressional deformation of sand having the same compaction method and the same initial density are studied by using oedometer and direct shear apparatus, when sand is subjected to various stress history on shear stress and normal stress on the shear plane.

In the compressional deformation characteristics, by initial compressive stress  $\sigma_0$  is repeated loading sand structure change to the stabilized particle arrangement corresponding to  $\sigma_0$ , as the results stress history effect on the compressional deformation characteristics of sand. And the compressional deformation of sand is approximately elastic in the range  $\sigma \leq \sigma_0$ .

On the other hand, shear strength of sand not increase by repeated loading of normal stress on the shear plane (=initial compressive stress  $\sigma_0$ ), but increase by repeated loading of shear displacement or shear stress on the shear plane. And optimum repetitional shear displacement or shear stress on the shear plane, which effect on increase in shear strength of sand are exist.

### 1. ま え が き

砂の力学的性質は砂の種類(材質, 形, 粒度など)とその状態(密度, 含水比, 骨格構造など)に影響される。従来, 同一の砂では, その力学的性質は密度との関係のみがとくに重視され, 例えば強度に関しては強度定数  $\phi$  と初期間ゲキ比  $e_0$  との関係についての実験結果<sup>1)</sup>や理論式<sup>2)</sup>などが提案されている。これは種々の影響因子のうちで, 密度がもっともその力学的性質に影響を及ぼすことに加えて, 現場の問題とも関連して, 巨視的の量としての密度の測定が, その精度はともかくとしても, 比較的簡単に行なうことができるためであろう。

しかし, 最近の微視的の観点に基づく研究<sup>3)</sup>によれば同一の砂, 同一の密度であっても, その詰め込み方法によって, すなわち間ゲキ比の不均一性, 粒子配列の

方向性といった骨格構造の相違によって, そのせん断強度は異なり, 骨格構造を考慮した砂の応力・変形関係が必要であることが強調されている。このことは砂試料に与えた応力の履歴が砂粒子の配列状態を変化させるものであれば, 砂の強度特性に応力履歴の影響があることを示唆するものである。

また, 締固めた不飽和粘性土においては, 締固め時の静的な成形応力(初期圧縮応力)と圧縮降伏応力値とがほぼ一致し, その圧縮変形は初期圧縮応力を境にして, 粘弾性的変形と塑性的変形に分けることができ初期圧縮応力が盛土の締固めの管理あるいは変形解析の特性値になりうるといわれている<sup>4)</sup>。一方, 砂を個々の土粒子の集合体であると考えれば, その変形は個々の土粒子の相対変位として把えられることができ, 作用応力とその応力に対応した粒子構造に依存すると考えられる。それゆえ, 砂の変形特性においても, 応力の履歴がその応力に対応した十分安定な粒子構造に変

\* 土木工学科

化させるものであれば、締固めた不飽和粒性土と同様に、その影響があると考えられる。

本文は同一の方法で同一の密度に詰めた砂試料のセン断面上のセン断応力および垂直応力について種々の履歴を与えた場合の強度特性および種々の大きさの初期圧縮応力の静的な繰返し载荷による圧縮変形特性について、実験的に検討したものである。

2. 試料および試験方法

試料は豊浦標準砂であり、圧縮変形特性試験は試料直径 6.0cm、高さ 2.0cm の通常の圧密試験機を用い、強度特性試験は試料直径 6.0cm、高さ 2.0cm の改良型一面セン断試験機を用いた。両試験における試験条件は次の通りである。

圧縮特性試験

気乾状態の豊浦標準砂を初期間ゲキ比  $e_0=0.713$  になるように圧密リングに詰め、Fig.1 に示すように、初期圧縮応力  $\sigma_0$  をN回静的に繰返し载荷後、段階的に载荷する方法 (step-loading test) と载荷除荷する方法 (loading-unloading test) で行なった。

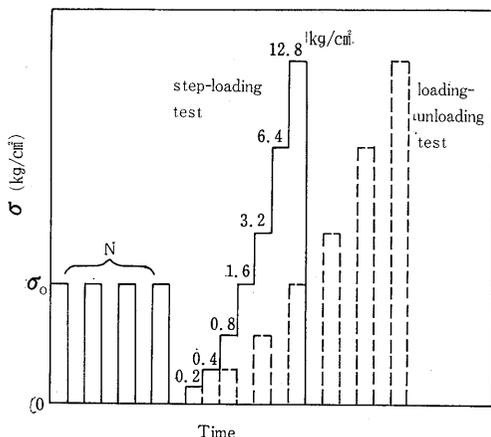


Fig. 1 Test procedure (Compressional deformation characteristics)

強度特性試験

含水比約 5% の豊浦標準砂について、次の三つの試験を行なった。

TEST I :  $e_0=0.692$ , 垂直応力  $\sigma=1.924\text{kg/cm}^2$  で圧密等圧セン断試験を Table 1 に示すような条件で一定の水平変位  $\pm s_R$  (SR const. test) および一定のセン断応力  $\pm \tau_R$  ( $\tau_R$  const. test) でN回両振り繰返しセン断後、残留状態までセン断する。なお、Table 1 において、 $\tau_{f,N=1}$  は  $e_0=0.692$ ,  $\sigma=1.924\text{kg/cm}^2$  のもとでのセン断応力のピーク値を表わし、

Table 1 Test Conditions and Results (Strength Characteristics)

TEST I ( $s_R$ const. test)					
$\pm s_R$ (mm)	$\frac{\tau_{SR,N=1}}{\tau_{f,N=1}}$	N	$\tau_{f,N=23}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\tau_{f,N=23}}{\tau_{f,N=1}}$	$e_N$
0.5	0.802	23	2.757	1.196	0.662
0.6	0.852	~	2.841	1.232	0.663
0.7	0.897	~	2.991	1.297	0.661
0.8	0.926	~	3.059	1.327	0.652
0.9	0.955	~	2.950	1.279	0.656
1.0	0.983	~	2.601	1.128	0.655
4.0	—	11	1.751	0.762	0.683
TEST I ( $\tau_R$ const. test)					
$\pm \tau_R$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\tau_R}{\tau_{f,N=1}}$	N	$\tau_{f,N=25}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\tau_{f,N=25}}{\tau_{f,N=1}}$	$e_N$
1.160	0.503	25	2.474	1.073	0.674
1.445	0.627	~	2.566	1.113	0.670
1.734	0.752	~	2.740	1.188	0.660
1.879	0.815	~	2.824	1.225	0.665
2.023	0.877	~	2.847	1.235	0.656
2.168	0.940	~	3.088	1.339	0.651
2.254	0.978	~	2.991	1.297	0.660
peak	1.000	~	1.821	0.790	0.660
TEST II					
$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0/\sigma$	$\tau_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(\tau/\sigma)_f$	$e_c$
1.415	1.415	1.00	1.549	1.095	0.749
2.123	~	1.50	1.556	1.107	0.746
2.830	~	2.00	1.560	1.103	0.745
4.245	~	3.00	1.562	1.104	0.742
5.660	~	4.00	1.569	1.109	0.741
7.429	~	5.25	1.548	1.094	0.741
TEST III					
$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	N	$\tau_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(\tau/\sigma)_f$	$e_c$
2.830	1.415	1	1.560	1.103	0.745
~	~	3	1.563	1.105	0.745
~	~	5	1.565	1.106	0.744
~	~	10	1.560	1.103	0.743
~	~	15	1.574	1.112	0.743
~	~	20	1.585	1.120	0.743

5 個の試験による平均値で  $\tau_{f,N=1}=2.306\text{kg/cm}^2$  である。また、SR const.test では繰返し水平変位  $\pm s_R$  時のセン断応力  $\pm \tau_{SR}$  は繰返し回数 N とともに変化するので、N=1 のときのセン断応力  $\tau_{SR,N=1}$  と  $\tau_{f,N=1}$  との比をとっている。

TEST II :  $e_0=0.714$  の試料にまず垂直応力  $\sigma_0$  で圧縮後、セン断時の垂直応力  $\sigma=1.415\text{kg/cm}^2$  まで除荷し残留状態までセン断する (Table 1 参照)。

TEST III :  $e_0=0.754$  の試料に  $\sigma_0/\sigma=2 \rightarrow 1$  の垂直応力をN回静的に繰返し载荷後、 $\sigma=1.415\text{kg/cm}^2$  で残留状態までセン断する (Table 1 参照)。

3. 圧縮変形特性

まえがきで述べたように、不飽和粘性土を静的に成形締固めて载荷試験を行なった場合、载荷応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  の関係は成形応力 (初期圧縮応力)  $\sigma_0$  を境にして急変することから、締固めた不飽和粘性土では圧縮降伏応力が存在し、载荷時間を十分に考慮した場合には初期圧縮応力と圧縮降伏応力がほぼ一致するといわれている<sup>4)</sup>。不飽和粘性土のこのような圧縮特性が、

個々の土粒子の集合体とみなせる砂に対して、どこまで適用できるかという問題は、砂地盤の締め固め方法や施工管理の問題と関連して興味あることである。

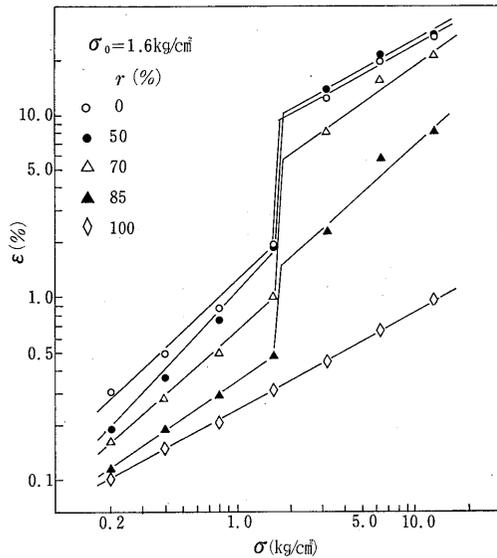


Fig. 2 Relationship between stress and strain (Mixtures of clay and glass spheres)

Fig.2 は比重  $G_s=2.78$ , 自然含水比  $w=66\%$  の長崎県諫早市で採取した粘土に直径  $1.0\text{mm}$  のガラスビーズを重量混合比  $r=0\sim 100\%$  混入させ、初期圧縮応力  $\sigma_0=1.6\text{kg/cm}^2$  で静的に締め固めた試料(2時間載荷, 2時間除荷)を標準圧密試験機で荷重増加率  $\Delta\sigma/\sigma=1$  の載荷試験を行なったときの載荷応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  の関係である。ガラスビーズの重量混合比  $r$  が小さいと初期圧縮応力  $\sigma_0$  を境にして、圧縮変形が急激に変化することがわかる。Fig.3 は粘弾性的変形領域から塑性的変形領域への移動量の変化を示したも

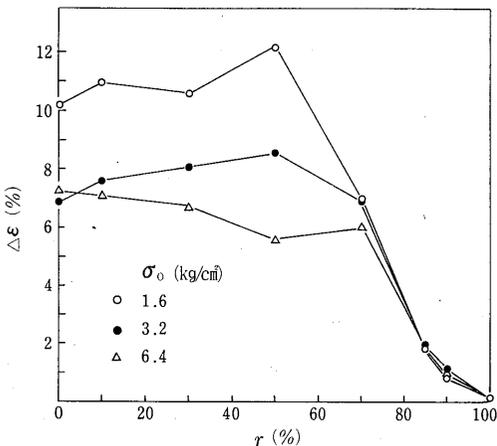


Fig. 3 Relationship between strain changes and glass spheres mixture rate

ので、初期圧縮応力  $\sigma_0$  と等しい載荷応力におけるヒズミとその一段階上の載荷応力におけるヒズミとの差  $\Delta\varepsilon$  をガラスビーズの重量混合比  $r$  に対して求めたものである。 $r$  が約50%程度までは粘土単体の変形に類似しているが、約50%を越すと  $r$  の増加とともに、すなわち粘性上から砂になるにつれて、初期圧縮応力の影響は次第にうすれ、 $r$  が70%を越すと、急激にその影響はうすれ、ガラスビーズ単体 ( $r=100\%$ ) では初期圧縮応力の影響は認められなくなる<sup>5)</sup>。これらのことは、粘性上の変形には時間の要素があり、砂の場合に通常の応力範囲ではそれがなく、載荷による変形はきわめて短時間のうちに終了することに関連して、粘性土では載荷時間を考慮すれば、1回の静的載荷によってその応力に対応した安定な構造になるのに対し、砂では1回の静的載荷によって、その応力に対して十分安定な粒子構造とはなりえないことを示すものであろう。

Fig.4 は砂の圧縮変形に及ぼす初期圧縮応力  $\sigma_0$  の大きさの影響を示したものである。初期圧縮応力  $\sigma_0$  を1回静的に載荷しただけでは、その  $\sigma_0$  に対応した十分安定な粒子構造にはなりえないと考えられるが、1回の静的載荷においても、一般に初期圧縮応力  $\sigma_0$  が大きいほどヒズミは小さくなり、各応力段階において次式が成立すると考えられる。

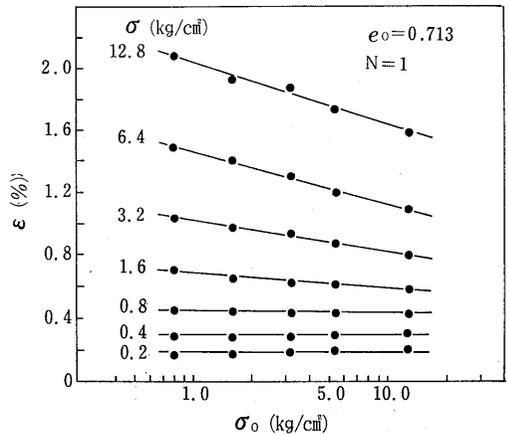


Fig. 4 Relationship between strain and initial compressive stress

$$\varepsilon = a + b \cdot \log \sigma_0 \quad (1)$$

ただし定数  $b$  は  $b \leq 0$  となるが、載荷応力  $\sigma$  が大きくなるほど  $|b|$  の値は大きくなる。また初期間ゲキ比  $e_0$  に関係するが、初期圧縮応力  $\sigma_0$  の1回の静的載荷では載荷応力  $\sigma$  が約  $1.0\text{kg/cm}^2$  より小さい範囲では、初期圧縮応力  $\sigma_0$  の影響はほとんどない、すなわち

$b=0$  である。

Fig. 5 は初期圧縮応力  $\sigma_0=3.2\text{kg/cm}^2$  で圧縮成形した試料の荷重除荷試験による荷重応力  $\sigma$  と10分後のヒズミ  $\varepsilon$  の関係である。図中のNは圧縮成形の回数を示し、 $N=0$  の曲線は試料を詰め込んだのち、直ちに所定の荷重を荷重する方法によるものであり、これは土の状態を初期密度のみによって規定した場合の荷重応力とヒズミの関係に相当する。初期圧縮応力  $\sigma_0$  を作用させて初期状態を設定した場合、荷重時のヒズミ(全ヒズミ)、除荷時のヒズミ(残留ヒズミ)とも、 $\sigma_0$  を作用させない場合に比べてかなり小さくなる。これは  $\sigma_0$  の荷重により、多少密になっていることにも原因すると考えられるが、残留ヒズミに注目すると、荷重応力  $\sigma$  が初期圧縮応力  $\sigma_0$  より小さい範囲 ( $\sigma \leq \sigma_0$ )

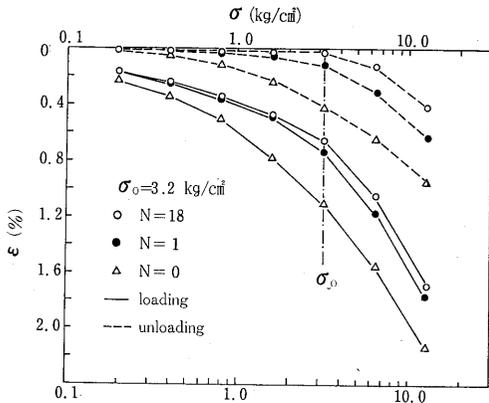


Fig. 5 Relationship between stress and strain

では残留ヒズミはほとんど生じず、 $\sigma > \sigma_0$  になると急激に増加し、さらにその傾向は  $\sigma_0$  の繰返し回数Nが多くなるほど顕著となる。除荷による残留ヒズミがほとんど生じない領域を弾性的領域と考えたとすれば、初期圧縮応力  $\sigma_0$  を繰返し作用させて砂の初期状態を設定すれば、その圧縮変形は  $\sigma \leq \sigma_0$  の範囲では弾性的変形挙動を示すと考えてよいであろう。また砂の場合には、初期密度と荷重応力の大きさに関係するが、一般に応力を静的に1回荷重しただけでは、その応力に対応した安定な粒子構造とはならず、何回も繰返し荷重することによって、はじめて安定な構造になるものと考えられる。これは  $\sigma_0$  の繰返し荷重回数Nとヒズミ  $\varepsilon$  の関係が Fig. 6 に示すように(2)式で表わされる双曲線で近似することができ、Nの増加とともに  $\varepsilon$  がある値に漸近することからも明らかであろう。

$$\varepsilon = N/A + B \cdot N \quad (2)$$

Fig. 7 は初期圧縮応力  $\sigma_0$  を17~18回繰返し荷重させた試料についての段階荷重試験と荷重除荷試験におけ

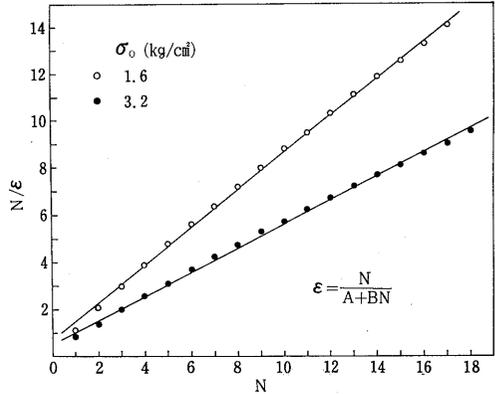


Fig. 6 Relationship between strain and loading number

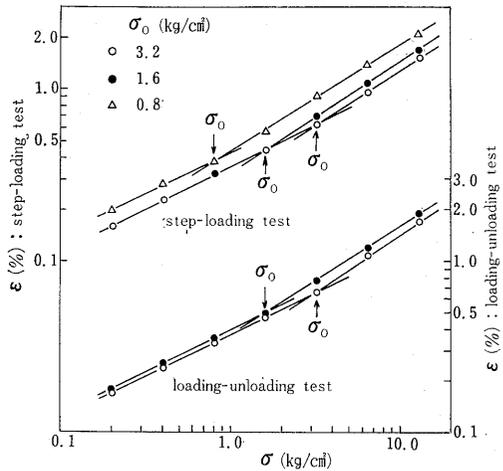


Fig. 7 Relationship between stress and strain

る荷重応力  $\sigma$  と10分後の全ヒズミ  $\varepsilon$  の関係である。初期圧縮応力  $\sigma_0$  を繰返し荷重することによって、その応力に対応した安定な粒子構造にすれば、初期圧縮応力  $\sigma_0$  を境にして荷重応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  の関係が変化し、 $N=17\sim 18$  回程度の静的繰返し荷重によっても、その圧縮変形に応力履歴の影響があるといえよう。またこの場合、荷重応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  との間には次式が成立する。

$$\varepsilon = \alpha \cdot \sigma^\beta \quad (3)$$

定数  $\alpha$  は初期密度が同一の場合、初期圧縮応力  $\sigma_0$  によって変化し、定数  $\beta$  は初期密度、初期圧縮応力に無関係な一定値になりそうである。また定数  $\beta$  は初期圧縮応力  $\sigma_0$  を境にして変化し、一般に  $\sigma < \sigma_0$  の  $\beta$  が  $\sigma \geq \sigma_0$  の  $\beta$  よりも小さくなる。

4. 強度特性

試験結果を Table 1 に示す。一定の水平変位  $\pm s_R$  で繰返しセン断する  $s_R$  const. test では繰返し回数  $N$  とともに、繰返し水平変位時のセン断応力  $\pm \tau_{SR}$  は増加し体積は減少する、そしてそれらには次式の関係がある<sup>6)</sup>。

$$(\tau/\sigma)_{s_R} = a' + b' \cdot (\Delta h/h_0)_{s_R} \quad (4)$$

ここに  $\Delta h/h_0$  は体積変化（断面積一定であるので高さの変化に等しい）であり、 $a'$ 、 $b'$  は定数で  $b'$  の符号は負である。一方、一定のセン断応力  $\pm \tau_R$  で繰返しセン断する  $\tau_R$  const. test では、繰返し回数  $N$  とともに  $\pm \tau_R$  に達するまでの水平変位  $\pm s_{\tau R}$  は減少し、体積も減少する。その結果、応力ヒズミ曲線の各ループによって囲まれる面積は繰返し回数  $N$  とともに小さくなり、また各ループはほぼ一点で交わる<sup>6)</sup>。このようなセン断面に沿う変位あるいは応力を繰返し作用させると、セン断領域での間ゲキが圧縮されながら（粒子同志の接触面積と接点数を増しながら）、砂粒子はセン断に抵抗する方向（セン断方向に対する砂粒子の平均的な配列方向を増す方向）に再配列されるため、一般にその強度は増加する。しかしこのような砂粒子の再配列は加えられる変位あるいは応力に関するものであり、ある大きさ以上の変位あるいは応力で繰り返えされるとセン断領域での密度は増しても、砂粒子はセン断面に沿って再配列され、すなわちセン断方向に対する砂粒子の平均的な配列方向が非常に小さくなり、セン断に対する抵抗力はむしろ弱くなるはずである。それゆえ(4)式の関係は繰返し水平変位  $\pm s_R$  が初期詰め込み時のピーク強度  $\tau_{f, N=1}$  に対応する変位より大きい範囲では成立しなくなる。とくに残留強度に対応する  $\pm s_R = 4.0$  mm で繰返しセン断を受けると、密な試料にかかわらず、明確なピークは  $N=1$  のときだけで、 $N=2$  回目以後は残留強度付近に落ち着き、それ以上大きくなるない。

$s_R$  const. test では  $N=25$ 、 $\tau_R$  const. test では  $N=23$  で残留状態までセン断しているが、その時のピーク強度  $(\tau/\sigma)_{f, N=25}$ 、 $(\tau/\sigma)_{f, N=23}$  が繰返しセン断を与えない場合のピーク強度  $(\tau/\sigma)_{f, N=1}$  に対してどの程度増加するかを示したのが Fig. 8 である。両試験とも初期詰め込み時のピーク強度  $\tau_{f, N=1}$  以下の変位あるいは応力で繰返しセン断を受けると、さきに述べたようにセン断領域での砂粒子間の接触面積および接点数の増加を伴いながら（間ゲキの減少を意味する）、セン断方向に対する砂粒子の平均的な配列方向を増すことなどに起因してその強度は増加するが、強度増加に及ぼす最適の繰返し変位あるいは応力

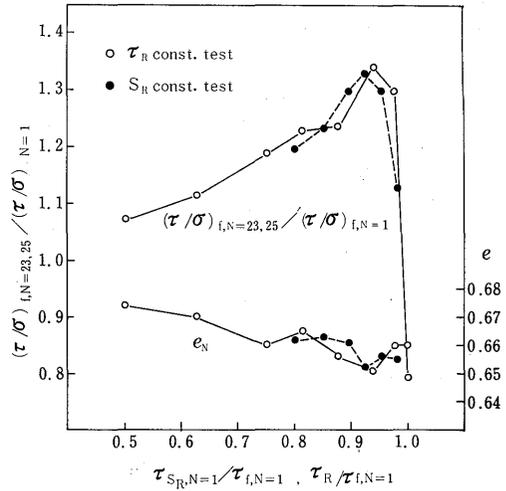


Fig. 8 Relationship between repetitive shear stress and shear strength

が存在し、それは初期詰め込み時のピーク強度の90~95%付近に対応するものである。このことはピーク強度の90~95%付近でもっともセン断力に抵抗する方向に砂粒子の再配列がなされることを示しており、それ以上の変位あるいは応力になると、強度増加に及ぼす繰返しの効果は小さくなり、一度ピーク強度に対応する変位あるいは応力を受けると、砂粒子はセン断面に沿って再配列され（セン断方向に対する砂粒子の平均的な配列方向が非常に小さくなり）、それ以後は残留強度付近まで低下する。

Fig. 9 は  $e_0 = 0.754$  の試料に、セン断時の垂直応力  $\sigma$  よりも大きい垂直応力  $\sigma_0$  を静的に載荷し、過圧密状態にしてセン断する TEST II の結果である。過圧密比  $\sigma_0/\sigma$  が大きくなると、セン断前の間ゲキ比  $e_0$  は多少小さくなるが、強度の増加はほとんどない。こ

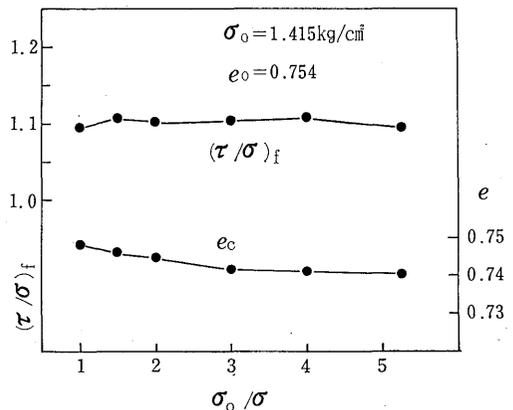


Fig. 9 Relationship between shear strength and overconsolidated ratio

れは砂に大きな垂直応力を静的に1回載荷した場合、密度の増加を多少期待することができたとしても、初期詰め込み時の粒子配列をセン断に対して有利に変化させることはできず、強度の増加は期待できないことを示すものである。

ところで、圧縮変形特性の項で述べたように、ある密度に詰め込んだ砂試料に初期圧縮応力  $\sigma_0$  を静的に繰返し載荷させ、その応力に対して安定な構造にして載荷試験を行なうと、載荷応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  の関係は初期圧縮応力  $\sigma_0$  を境にして変化する。このような垂直応力の繰返し載荷が強度にどのように影響するかを検討したのが TEST III である。Fig.10 は  $\sigma_0/\sigma=2 \rightarrow 1$  の垂直応力をN回繰返し載荷した試料についての結果である。この場合も、初期圧縮応力  $\sigma_0$  の繰返し載荷回数Nとともに密度は多少増加するが (Fig.6参照)、粒子配列をセン断に対して有利に変化させることはならず、すなわちセン断方向に対する砂粒子の平均的な配列方向を増すような配列変化をさせることができず、強度増加はほとんどない。

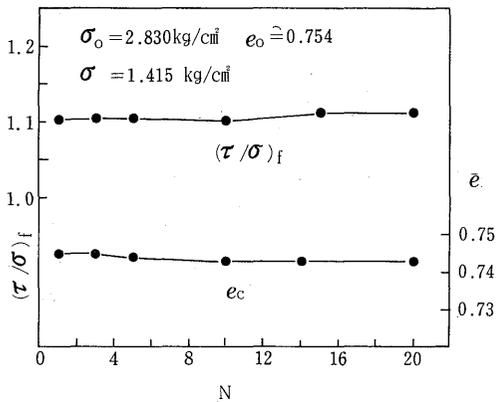


Fig. 10 Relationship between shear strength and loading number

以上のことから、セン断面に沿って粒子配列の平均的な方向を増加させるような応力履歴が砂に与えられた場合、その強度は増加するが、セン断面上の垂直応力のみを繰返し載荷するような初期詰め込み時の粒子配列を根本的に変化させないような応力履歴が与えられても、砂の強度は増加しないと考えられる。また圧縮変形に対して安定な粒子構造となるような応力履歴を与えた場合、それが必ずしも強度増加に結びつくとは考えられず、強度を問題にする際には砂粒子の配列方向を考慮する必要がある。さらに、Fig. 8,9,10よりわかるように、密度および強度の両方を増加させるには、垂直応力を載荷した状態で詰め込み時のピーク強度以下の変位あるいはセン断力を繰返し作用させ

る履歴の与え方がもっとも有利であると考えられる。

## 5. まとめ

以上の実験的研究から次のような点が明らかになった。

(1) 初期圧縮応力  $\sigma_0$  で静的に圧縮成形した土の圧縮変形に対する初期圧縮応力の影響は粘性上から砂になるにつれて次第にうすれていく。

(2) 粘性土では初期圧縮応力  $\sigma_0$  の1回の静的載荷 (この場合、時間の要素が関係するが) によって、その応力に対応した安定したものになるが、砂では1回の静的載荷によっては応力に対して安定した構造となりえず何回も繰返し載荷することによって、はじめてその圧縮変形特性に対して安定な粒子構造となる。

(3) 初期圧縮応力  $\sigma_0$  を繰返し載荷した試料の載荷応力  $\sigma$  とヒズミ  $\varepsilon$  の関係は  $\sigma_0$  を境にして変化する、 $\sigma \leq \sigma_0$  の範囲では近似的に弾性的変形挙動を示す。またこの場合  $\sigma$  と  $\varepsilon$  の間には(3)式の関係が成立する。

(4) セン断面に沿って砂粒子配列の平均的な方向を増加させるような応力履歴の場合、砂の強度は増加するが単にセン断面上の垂直応力のみを変化させるような詰め込み時の粒子配列を根本的に変化させないような応力履歴の場合、砂の強度は増加しない。

(5) 砂の強度増加に及ぼす最適のセン断面に沿う繰返し変位あるいは応力が存在する。

(6) 砂の圧縮変形特性に対し有利になると考えられる応力履歴が必ずしも強度特性に有利になるとはかぎらず、強度を問題にする際には、セン断方向に対する砂粒子の配列方向を問題にする必要がある。

(7) 砂の密度および強度の両方を増加させるような応力の与え方は、垂直応力を載荷した状態で、詰め込み時のピーク強度以下のセン断力を繰返し作用させる方法である。

## 謝 辞

粒状体に関する研究にあたり、日頃御指導頂いている九州大学工学部山内豊聡教授ならびに種々有益な助言を頂いている本学部伊勢田哲也教授に感謝します。また実験に協力頂いた一の瀬和雄、持下輝雄両技官、学生片刈啓三君ならびに卒業研究として協力頂いた黒岩俊一 (現青木建設)、宮崎集二 (現東急建設) 両君に感謝します。

## 記 号

$\sigma_0$  = 初期圧縮応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma$  = 載荷応力, セン断時の垂直応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\tau$  = セン断面上のセン断応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon$  = 圧縮ヒズミ (%)

$N$  = 初期圧縮応力, セン断応力, 垂直応力, セン断変位の繰返し回数

$\tau_{f, N=i} = N=i$  のときのピーク強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\pm \tau_R$  = 繰返しセン断応力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\pm s_R$  = 繰返し水平変位 (セン断変位) (mm)

$\pm \tau_{SR} = \pm s_R$  時のセン断応力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\pm s_{\tau R} = \pm \tau_R$  時の水平変位 (mm)

$e_N$  = 水平変位あるいはセン断応力を  $N$  回繰返し後の (最終のセン断前) 間ゲキ比

$e_c = \sigma_0$  から  $\sigma$  に除荷したとき (セン断開始前) の間ゲキ比

$e_0$  = 初期詰め込み時の間ゲキ比

$\gamma$  = 粘土に対するガラスビーズの重量混合比 (%)

$a, a', A, b, b', B, \alpha, \beta$  = 実験定数

#### 参考文献

(1) 例えば Bjerrum, L, et al : The shear strength of Fine Sand, Proc. 5th, Int. Conf. SMFE, Vol. 1, P. 29~37, (1961)

(2) 最上武雄: 粒状体の力学の統計的理論, 土質力学, 技報堂, P. 998~1032, (1969)

(3) Oda, M. : The Mechanism of Fabric Changes during Compressional Deformation of Sand, Soils & Foundations, Vol. 12, No. 2, P. 1~18, (1972)

(4) 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦: 盛土の締固めと圧縮沈下, 土木研究所資料, 第653号, (1971)

(5) 伊勢田哲也, 落合英俊, 棚橋由彦, 黒岩俊一, 宮崎集二: 不飽和粘性土の圧縮性, 土木学会西部支部研究発表会論文集, P. 191~192, (1973)

(6) 落合英俊, 山内豊聡: 繰返し直接セン断による砂の強度および変形特性, 九州大学工学集報, 第45巻第3号, P. 356~362, (1972)