

繰返しせん断を受けているときの砂の土圧係数について

COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE OF SAND DURING CYCLIC SHEAR

大原資生*・山本哲朗**

By Sukeo OHARA and Tetsuro YAMAMOTO

The coefficients of earth pressure of dry sand C_0 and C'_0 was obtained by means of cyclic shear tests using Kjellman's type simple shear test apparatus fixed on a shaking table. C_0 was defined by the ratio of horizontal stresses to vertical stresses, developed in sand during cyclic shear, and C'_0 the ratio of minor or intermediate principal stress to major principal stresses. It was found that C_0 and C'_0 increased with increasing the horizontal seismic coefficient k_h , and C_0 in shear direction was 1.2-1.5 times as large as C_0 in the direction perpendicular to that up to $k_h=0.4$. It was also found that the internal friction angle of sand ϕ' decreased by 2.5° with increasing k_h by 0.1.

For the case of liquefaction tests on saturated sand, the variations of C_0 and C'_0 with number of cycles were presented.

Keywords : coefficient of seismic earth pressure, sand, cyclic simple shear

1. 緒 言

周知のように地盤に変形が生じていない状態での有効水平応力の有効鉛直応力に対する比は静止土圧係数 K_0 といわれるが、 K_0 値は擁壁、土留壁のような土木構造物の静的な設計において用いられる非常に重要な土質定数の1つである。そのために K_0 値と土の内部摩擦角をはじめとする土の諸定数との関係を調べたり、 K_0 値の測定値に与える試験誤差を明らかにするなどの多くの研究が行われてきた^{1)~4)}。

これに対して地震力などを受けて繰返しせん断変形を生じている地盤には常時とは違った水平応力が生じ、また主応力の方向も変わることがわかっている。したがって、本文ではそれぞれ繰返しせん断時の地盤に生じる水平応力と鉛直応力の比を C_0 、あるいは最小・中間主応力と最大主応力の比を C'_0 で定義し、繰返しせん断時の土圧係数という。

繰返しせん断時の土圧係数は主として震度によって変化するが、そのほかに土の種類、物理・力学定数、地震

動の向きおよび継続時間といった諸因子の影響によっても変化すると考えられる。

従来、著者らおよび他の多くの研究者の実験においても繰返しせん断時の土圧係数の測定はもっぱら振動槽槽を用いて行われており、単純せん断試験機を用いての実験は繰返しせん断時に土供試体に生じる水平応力を正確に測定することが難しいなどの理由によってほとんど行われていない。唯一 Youd and Craven の研究⁵⁾があるにすぎない。彼らはノルウェー型の単純せん断試験機を用いて密詰め砂の C_0 値とせん断応力の繰返し回数およびせん断ひずみの大きさとの関係を調べる実験を行った。

この実験では供試体はワイヤで補強したゴムスリーブで包まれているので、せん断時の供試体の側方への膨れ出しの防止が完全でなく⁶⁾、得られた C_0 値にはそれによる試験誤差が含まれていると考えられる。

なお、このほかに繰返しせん断時の乾燥砂および飽和砂に生じる水平応力だけが測定された実験例は若干ある^{6)~8)}。

本研究では最初に乾燥砂の繰返しせん断時の土圧係数 C_0 、 C'_0 の震度の大きさおよび振動の作用方向との関係を明らかにすることを目的として繰返しせん断試験を行った。この C'_0 値を Jaky の式に代入して得られた砂の内部摩擦角の震度による変化も検討した。

* 正会員 工博 宇部工業高等専門学校校長
(〒755 山口県宇部市常盤台)

** 正会員 工博 山口大学工業短期大学部助教授 土木工学科 (同上)

また、飽和砂の非排水繰返しせん断試験（液状化実験）を行い、液状化が生じるまでの過程における C_0 、 C'_0 値が繰返し回数によってどのように変化するか調べられた。

実験には振動台上に固定した Kjellman 型単純せん断試験機が用いられた^{9),10)}。供試体の直径は 30 cm、高さは約 5 cm である。この型の試験機では供試体に生じる繰返し水平応力が測定できないためにせん断過程での供試体の応力経路などは明らかにすることができないという問題点があった。

そこで、今回は供試体の周囲に積み重ねた 5 枚のリングの中の 1 枚に 4 個の小型圧力変換器をはめ込み、これによって繰返しせん断時の水平応力を正確に測定することを試みた。

なお、著者らはこれまで Kjellman 型の単純せん断試験機を用いて砂の液状化実験を行い、また粘性土の動的強度を測定した。この試験機では供試体は積み重ねられた塩化ビニル製のリングの中に取められているので繰返しせん断時の供試体の側方への膨れ出しが防止でき、しかも繰返しせん断時のせん断変形もほぼ自由に生じさせ得る。

以下に実験装置、実験方法および乾燥砂、飽和砂の実験結果および考察の順に述べることにする。

2. 実験装置

Fig.1 は実験に用いた振動台上に固定した Kjellman 型の単純せん断試験機を示す。振動台は油圧サーボ駆動型であり、許容搭載重量は 98 kN である。

今回の実験では繰返しせん断時に供試体に生じる水平応力の測定ができるように、先の実験^{9),10)}に用いたもので、せん断箱の部分改良された。すなわち、供試体の周囲に積み重ねた厚さ 1 cm、外径 35.0 cm、内径 30.2 cm の塩化ビニル板製リングの 5 枚のうちの 1 枚を用い、その内面と受圧面が同一平面上にあるよう、互いに 90 度をなし、円周を四分割する 4 か所の位置に小型圧

力変換器（受圧面径：6 mm、容量：196 kPa）⑫をはめ込み、静的および繰返しせん断時の水平応力が測定できるようにした。

また、このリングが供試体の膨れ出しを防止しているかを調べるために、実験を行う前にあらかじめリングの外周面の 4 か所で互いに 90 度をなす位置にひずみゲージを貼りつけてリングの内側に装着したゴムスリーブ内に空気圧を送り込み、リングの円周方向のひずみ量を測定した。その結果、空気圧が 49 kPa の場合、リングのひずみ量は約 10^{-4} となり、実験時のリングの変形は無視できるほど小さいことがわかった。

供試体のせん断変形状態を調べるために載荷板⑧の両端の剛な固定治具に固定した 2 つの抵抗線ひずみ計式変位計⑬を用いて供試体の両端の位置の変位量が測定された。

さらに、載荷板と供試体間のすべりを防止し、振動時の慣性力が確実に供試体に作用するように載荷板の砂面に接する面に高さ 2 mm、厚さ 2 mm のリブ板をつけ、その先は刃型とした。

以上の改良点を除いては試験機の仕様は先に詳しく述べたとおりである^{9),10)}。そこで、これについては簡単に説明しておく。せん断箱には厚さ 0.26 mm のゴムスリーブの外側に 5 枚の塩化ビニル板製のリングが積み重ねられた。上から 3 枚目のリングは圧力変換器がはめ込まれたリングである。したがって、前述のように、供試体は繰返しせん断中に横方向に膨れ出すことが防止され、しかも、せん断変形もほぼ自由に生じることになる。

鉛直応力は供試体の周囲に吊りしたドーナツ状の鉛製の重錘⑨および鋼製の載荷板⑧によって負荷される。鉛直応力の大きさは供試体の表面において 49 kPa である。

また、繰返しせん断応力は重錘、載荷板、リングおよび供試体に作用する振動時の慣性力によって生じる。

供試体のせん断ひずみ両振幅 γ_0 は 17% を越えないように、装置にはストッパー⑩が取り付けられている。

3. 実験方法

前述の方法によって繰返しせん断時に乾燥砂および飽和砂に生じる水平応力を測定した。前者の実験では排気状態での繰返しせん断試験、後者では非排水繰返し試験（液状化実験）が行われた。以下に別々にその方法を述べる。なお、実験に用いた砂は豊浦砂であり、その諸性質は次のとおりである。比重 $G_s = 2.642$ 、最大粒径 $D_{max} = 0.84$ mm、50% 粒径 $D_{50} = 0.26$ mm、均等係数 $U_c = 2.1$ 、最大間隙比 $e_{max} = 1.000$ 、最小間隙比 $e_{min} = 0.660$

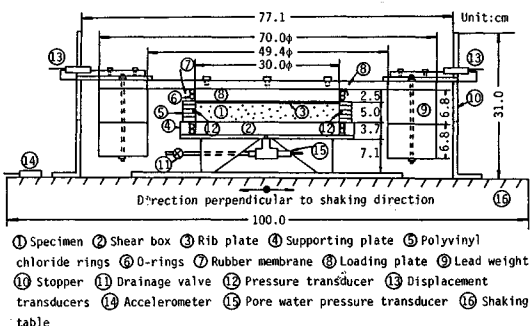


Fig. 1 Test apparatus.

(1) 乾燥砂の実験

あらかじめリングの内側の円周面および変換器の受圧面にシリコングリースを薄く塗り、ゴムスリーブとリングの密着をよくした。次に、ゴムスリーブ内に気乾状態の砂を2層に分けて詰めたが、各層の表面はタンパーを用いて一様にしかも強く押さえつけ、密詰め状態の供試体を作った。このときの空隙比 e は 0.72~0.74 で、相対密度 D_r は 76.5~82.4% の範囲にあった。

次に、供試体の表面に重錘および荷載板をのせ、供試体に生じる静的な水平応力 (4か所) をペン書きオシログラフに記録した。

その後、供試体全体に振動数 3 Hz で水平震度 (k_h) = 0.1 の振動を 30 秒間与えた後、振動台を停止し、供試体の沈下量をノギスで測定した。 $k_h = 0.2, 0.3, 0.4$ についても同様な実験を行った。

実験中の供試体のせん断変位振幅、振動台の加速度、供試体に生じる水平応力がそれぞれ変位計 (容量: 10 mm)、加速度計 (容量: 5 g)、小型圧力変換器 (容量: 196 kPa) で測定され、すべてペン書きオシログラフに記録された。

なお、この種の実験では均質な供試体の製作が難しく、実験値にばらつきが生じる場合がある。そのため実験値の再現性を確認するために実験は計 9 個の供試体に対して同一の条件で行われた。

(2) 飽和砂の実験

乾燥砂の実験と同様に装着したゴムスリーブ内にあらかじめ脱気水をはって置き、その中に湿潤状態の砂を砂粒子間に気泡が入らないように注意して少量ずつ流し込んで 2 層に分けて詰めた。各層はタンパーを用いて砂表面全体を一様にしかも強く押さえ、乾燥砂供試体とほぼ同じ密度をもつ供試体を作製した。この実験では空隙係数 B 値は測定できないが、先の実験⁽⁹⁾ とほぼ同じよ

うにして供試体を作製したので B 値は 0.95 以上であったと考えられる。

次に、振動台を駆動し、排水バルブを閉じた状態で供試体に所定の加速度を与えて液状化実験を行った。実験中には乾燥砂の実験で測定した量のほかに空隙水圧が供試体底面の中央部で測定された。用いた空隙水圧計は受圧面径 12 mm の抵抗線ひずみ計型のもの (容量: 980 kPa) である。

この場合も乾燥砂の実験と同じ理由によって実験は合計 14 個の供試体に対して同一の条件で行われた。

4. 結果および考察

(1) 乾燥砂の繰返しせん断時の土圧係数

Fig. 2 は Test-5 ($e = 0.717, \sigma'_z = 49.4 \text{ kPa}$) の実験記録の一例を示す。この記録は水平震度 (k_h) = 0.3 の場合のもので、振動の開始から約 12 秒間のものを示している。供試体に加えられている有効鉛直応力 σ'_z はこの実験では 49.4 kPa であり、せん断応力 τ は 14.5 kPa となる。記録線は上から順に振動台の加速度、せん断ひずみ振幅 γ 、測点(1), (2), (3), (4)での水平応力 σ'_r を表わす。測点(1), (2)の σ'_r は振動方向すなわちせん断方向の水平応力を表わし、測点(3), (4)の σ'_r はその方向と直交する方向の水平応力を表わす。

記録にみられる繰返しせん断時に乾燥砂供試体に生じる水平応力の特徴は次のようである。各測点の σ'_r は振動開始直後に急増し、その後は漸増ないし一定となる。この実験では測点(4)の σ'_r はせん断応力の繰返し回数 $n = 13$ 回以後ではやや減少する。

また、この記録では測点(1), (2), (3)の σ'_r では振動台の加速度とほぼ同じ振動数の振動を生じているが、測点(4)の σ'_r には台の 1 サイクルの振動の間に 2 サイクルの振動 (倍振動) が生じている。この実験では測点(3)の σ'_r にはこの倍振動は生じなかったが、他のほとんどの

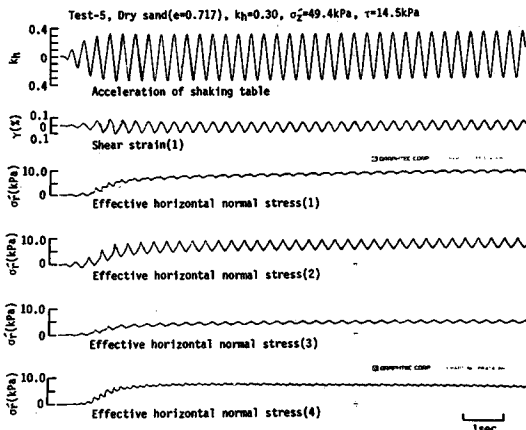


Fig. 2 Typical test record for dry sand.

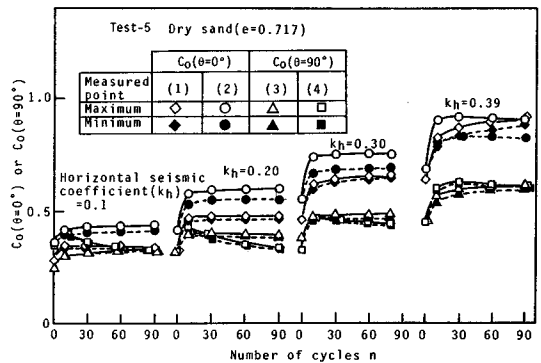


Fig. 3 Variation of C_o with number of cycles n for dry sand (Test-5).

実験では測点(3)の σ_r にも測点(4)と同様に倍振動が生じた。このような実験ではせん断方向に直交する方向の繰返し水平応力の変化は供試体にせん断変形が生じたときに同じように生じ、せん断変形の正負の向きには関係しないため、その波形には倍振動が生じることになる。

さらに、測点(1)の σ_r の値が波形の山の値(最大値)となるときには測点(2)の σ_r の値は波形の谷の値(最小値)となる。すなわち、供試体に作用する慣性力の向きが測点(1)の方向にある場合には測点(1)の水平応力が最大となり、測点(2)の水平応力が最小となるわけである。

Fig. 3 は式 (1) で定義した繰返しせん断時の土圧係数 C_0 の最大値および最小値が繰返し回数 n に伴ってどのように変化しているかを震度ごとに示したものである。これは Test-5 の実験結果から得られたもので、 C_0 値の最大値(図中、白ぬきの記号)、最小値(黒ぬりの記号)はそれぞれ Fig. 2 の水平応力の波形の各サイクルでの山の値および谷の値である。

$$C_0 = \sigma_r' / \sigma_z' \dots\dots\dots (1)$$

なお、図中の $\theta = 0^\circ$ 、 $\theta = 90^\circ$ はそれぞれせん断方向およびそれと直交する方向で測定された σ_r' であることを表わす。

$C_0 (\theta = 0^\circ)$ はせん断変形が生じている方向の水平応力から求められた土圧係数であるが、著者らが先に行った地震時主動土圧係数の実験結果¹¹⁾を参考にすると、Fig. 4 に示す程度のせん断ひずみを生じている砂層はほ

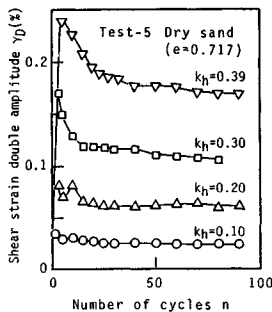


Fig. 4 Variation of γ_0 with n for dry sand (Test-5).

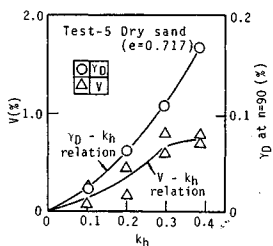


Fig. 5 v and γ_0 at $n=90$ developed in dry sand due to cyclic shear (Test-5).

ぼ主動状態にあると考えられるので、この土圧係数は物部・岡部式の地震時主動土圧係数に相当すると考えられる。それに対して $C_0 (\theta = 90^\circ)$ はその方向の変形はないので、これは繰返しせん断時の土圧係数となる。

Fig. 3 からいずれの k_h の場合でも C_0 の最大値、最小値は振動開始時から $n=10\sim 15$ 回までは急増するが、それ以後は漸増あるいは一定値に落ち着くことがわかる。Youd and Craven⁵⁾ の密詰め砂の繰返しせん断実験でも n の小さい場合には C_0 の増加量が大きいという結果が得られている。また、図から $C_0 (\theta = 0^\circ)$ 値は $C_0 (\theta = 90^\circ)$ 値に比べてかなり大きいことがわかるが、この点については後で再び述べる。

Fig. 4 には各震度ごとに供試体に生じるせん断ひずみ両振幅 γ_0 の n に伴う変化が示されている。この図からいずれの震度の場合も γ_0 は n が小さい間に急増し、最大となり、その後しだいに減少することがわかる。

Fig. 5 は Test-5 の実験で得られた各震度における $n=90$ 回のときの γ_0 および振動を停止したときの供試体の体積ひずみ v を示す。 v は繰返しせん断によって生じた累積沈下量を供試体の初期高さで除して得られた。

Figs. 3, 4, 5 から n が小さい場合には供試体のせん断変形量が大きくなって地震時主動状態に近づくために水平応力が大きくなるが、 n が増加するに従って砂に沈下が生じてしだいに密になる結果、せん断変形量がしだいに小さくなるので、それ以降では n に伴う水平応力の増加の割合が小さくになると考えられる。

なお、Fig. 2 に示す乾燥砂の実験ではせん断変位は 1 か所で測定したが、供試体に回転等の影響が含まれていないかを見るため Fig. 12 に示す飽和砂の実験ではせん断変位を供試体の両端の 2 か所で測定するようにした。それぞれの箇所での γ_0 の測定値の差は 10% 程度であり、大きな差異はみられなかった。このことから今回行われた乾燥砂の実験で生じた γ_0 の最大値が約 0.2% の範囲では、載荷板等のロッキング振動の影響はほとんどなく、供試体にはほぼ一樣なせん断変形が生じ、また沈下もほぼ一樣に生じたものと考えられる。

Fig. 6 は Test-5 の実験から得られた $n=90$ 回のときの $C_0 (\theta = 0^\circ)$ および $C_0 (\theta = 90^\circ)$ の最大値および最小値と k_h の関係を示す。Fig. 6 で、 $n=90$ 回のときの水平応力を用いて繰返しせん断時の土圧係数を示した理由は、前にも述べたように、 $n=90$ 回のときには水平応力はほぼ一定となるので、その値を用いた。図中の記号は Fig. 3 の場合と同様であるが、白ぬきの記号に (+) 印が入ったものは供試体を作製したときの静止土圧係数 K_0 値あるいは各震度の振動が停止されたときの K_0 値を示す。

Fig. 6 からすべての測点での C_0 の最大値および振動

停止後の K_0 値は震度の増加に伴って大きくなり、また測点(1), (2)での $C_0(\theta=0^\circ)$ 値は測点(3), (4)での $C_0(\theta=90^\circ)$ 値よりも大きいことがわかる。このことは $C_0(\theta$

$=0^\circ)$ 値は地震時主働土圧係数であるのに対し、 $C_0(\theta=90^\circ)$ 値は繰返しせん断時の土圧係数であることによる。このような繰返しせん断時に生じる水平応力の測定方向による違いは、Budhu⁽²⁾ によるケンブリッジ型の単純せん断試験機を用いた砂の繰返しせん断ひずみによる破壊に関する実験でも得られている。

Fig. 6 から供試体作製時の K_0 の平均値は 0.301 が得られた。この K_0 値を用い、次の Jaky の式⁽¹⁾ から有効内部摩擦角 ϕ' を求め、 44.3° という結果が得られた。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \dots\dots\dots (2)$$

なお、Fig. 6 からわかるように同じ方向の測点で得られた C_0 値はやや異なるが、これは本実験では直径 30 cm の比較的大きい供試体を用いられたので、密度分布が必ずしも一様ではないことに起因する実験値のばらつきと考えられる。

したがって、以下の検討ではせん断方向およびそれと直交する方向での $C_0(\theta=0^\circ)$ 値および $C_0(\theta=90^\circ)$ 値と k_h の関係は、Fig. 6 中に太線で描いた平均値曲線を用いて考察した。それは Fig. 7 にも示されている。

Fig. 7 から $k_h=0.4$ までの範囲においては $C_0(\theta=0^\circ)$ 値は $C_0(\theta=90^\circ)$ 値の 1.2~1.5 倍であることがわかる。また、 $C_0(\theta=0^\circ)$ 値は物部・岡部式の地震時主働土圧係数に比べて大きくなっているが、この原因は振動中に砂の内部摩擦角 ϕ' が減少するためであろう。図中の物部・岡部の地震時主働土圧係数は上述のようにして実測の K_0 値から得られた $\phi'=44.3^\circ$ に対して求められたものである。

Fig. 8 は Fig. 6 の平均値曲線から得られた繰返しせん断時の供試体に生じる水平応力 ($n=90$ のとき) から初期状態の水平応力を差し引いて得られた水平応力の増分量 $\Delta\sigma'_r$ と k_h の関係を示す。これは $e=0.72\sim0.74$ で、 $\sigma'_z=49.4$ kPa の場合の結果である。

各実験から得られた $\Delta\sigma'_r$ 値にはややばらつきはあるが、 $\Delta\sigma'_r$ は k_h に正比例して増加するとみなし、両者の関係を表わす実験式を求めた。その結果、 $\Delta\sigma'_r(\theta=0^\circ)=53.9 k_h$ 、 $\Delta\sigma'_r(\theta=90^\circ)=24.5 k_h$ という関係が得られ、同一の k_h においては、せん断方向での $\Delta\sigma'_r$ はそれと直交する方向の値の約 2 倍という結果が得られた。上式の定数の応力単位は kPa である。

以上の結果を用いて繰返しせん断時に供試体に生じる主応力を求めることにする。実験に用いた Kjellman 型の単純せん断試験機では供試体の円周面上に生じるせん断応力は測定することができず、この点はこの型の試験機の問題点である。しかし、供試体の高さは直径に比べて小さいので、先の研究⁽³⁾と同様に円周面上にはせん断応力は生じないと仮定した。円周面上に供試体上面に働くせん断応力と同等のせん断応力が作用するとした場合

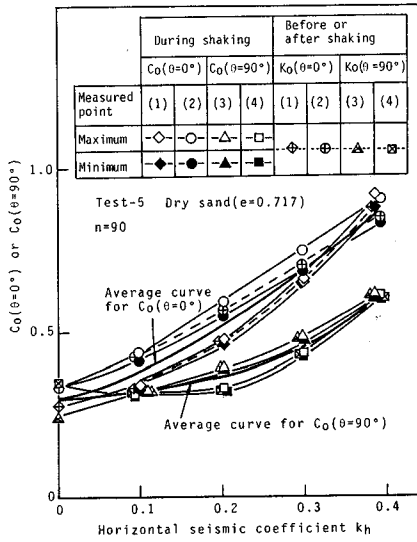


Fig. 6 Relation between $C_0(\theta=0^\circ)$, $C_0(\theta=90^\circ)$ and k_h for dry sand (Test-5).

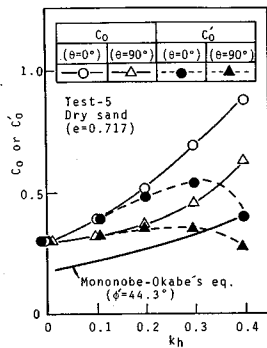


Fig. 7 Comparison of C_0 with C_0' (Test-5).

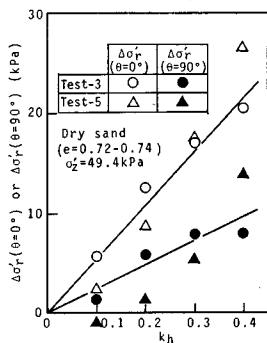


Fig. 8 Increase of horizontal normal stress developed in dry sand due to cyclic shear.

の主応力は上記の仮定で求めた主応力より小さくなる。両者の差は約8%となる。これと同様の実験結果¹¹⁾があるので、この場合についても上述のように仮定して式(3)を用いて主応力を求めてみた。

このような仮定のもとでは繰返しせん断によって供試体に生じる中間・最小主応力の増加量 $\Delta\sigma'_2$, $\Delta\sigma'_3$ はそれぞれ $\Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_r (\theta = 90^\circ)$, $\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma'_r (\theta = 0^\circ)$ で与えられる (Fig. 9)。したがって、供試体内の応力状態は Fig. 9 のモール円で示されるので、主応力は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= (1 - K_0 - 53.9 k_h / \sigma'_2) \cdot \sigma'_2 + \tau^2 / \\ &\quad (1 - K_0 - 53.9 k_h / \sigma'_2) \cdot \sigma'_2 \\ \sigma'_2 &= (K_0 + 24.5 k_h / \sigma'_2) \cdot \sigma'_2 \\ \sigma'_3 &= (K_0 + 53.9 k_h / \sigma'_2) \cdot \sigma'_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

この式は繰返しせん断によって砂に生じる水平応力の増分が考慮された、主応力を求める実験式である。

次に主応力比で定義した繰返しせん断時の土圧係数 C'_0 を求めた。

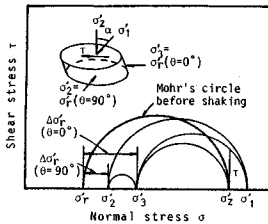


Fig. 9 Definition of stresses in a simple shear specimen.

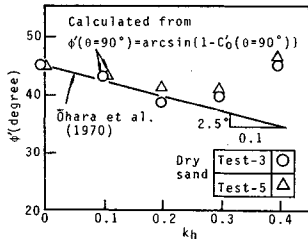


Fig. 10 Variation of ϕ' with k_h for dry sand.

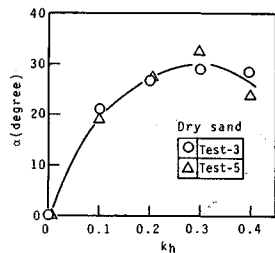


Fig. 11 Variation of α with k_h for dry sand.

$$\left. \begin{aligned} C'_0(\theta=0^\circ) &= \sigma'_3 / \sigma'_1 \\ C'_0(\theta=90^\circ) &= \sigma'_2 / \sigma'_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

その結果は Fig. 7 に示されている。この図から、 $k_h = 0.2$ までは C'_0 値は C_0 値とほぼ同じであるが、それ以上の k_h では C'_0 値は C_0 値よりも小さいことがわかる。これは $k_h = 0.2$ 以上では、 σ'_1 の k_h による増加の割合が大きくなるためである。このことは式(3)の σ'_1 と k_h との関係からわかる。

Fig. 7 の $C'_0(\theta=90^\circ)$ 値を Jaky の式に代入して得られた $\phi'(\theta=90^\circ)$ と k_h の関係を Fig. 10 に示す。この図から $k_h = 0.4$ の値を除くと、 ϕ' 値は k_h が 0.1 増加するごとに 2.5° 減少することがわかる。これと同じ結果は著者らの地震時主働土圧の実験的研究¹¹⁾において、すでに得ており、その点でも興味ある結果である。その実験は振動砂槽を用いて砂の地震時主働土圧係数の変化を測定したもので、 k_h の 0.1 当たりの増加に対して $\phi'(\theta=90^\circ)$ は 2.5° 低下するという結果を得ている。

Fig. 11 は式(5)から得られた繰返しせん断時の σ'_1 軸と鉛直軸とのなす角 α ¹⁵⁾ の k_h による変化を示した図である。この図から $k_h = 0.3$ までは α は k_h に伴って大きくなるが、 k_h がそれ以上になると α はむしろ小さくなるようである。 $k_h = 0.3$ の場合には α は約 30° となり、 $\sigma'_3 = \sigma'_r(\theta=0^\circ)$ と σ'_1 の方向は直交しないことから、このように大きい k_h では供試体の円周方向にせん断応力は作用しないと仮定して $\sigma'_r(\theta=0^\circ)$ を主応力として扱うことにはやや無理があるように考えられる。しかし、この実験では円周面上のせん断応力が不明であるので、一応今回は前述のようにそのせん断応力はゼロと仮定して主応力を求めた。いずれにしてもこの仮定についてはさらに検討せねばならない。

$$\alpha = \arcsin \sqrt{|\sigma'_2 - \sigma'_3| / (\sigma'_1 - \sigma'_3)} \dots\dots\dots (5)$$

(2) 液状化過程の繰返しせん断時の土圧係数

Fig. 12 は飽和砂 Test-19 ($e = 0.738$, $\sigma'_2 = 49.5$ kPa) の実験記録の一例である。この実験は $k_h = 0.23$ で行われ、 $n_L = 37$ 回のときに液状化を生じた。 n_L は液状化を生じるまでの繰返し回数であり、液状化は供試体に生じる間隙水圧の最大値が供試体底面における初期有効鉛直圧 σ'_{20} に等しくなったときと定義した。

記録線は上から順に、測点(1), (2), (3), (4)における全水平応力 σ_r , 供試体の両端の位置でのせん断ひずみ振幅 γ および供試体底面の中央部の間隙水圧 u を表わす。この実験では密詰め砂 ($e = 0.738$ ($D_r = 77.1\%$)) が用いられたので、記録からわかるように、液状化時の水平応力の波形の振幅は間隙水圧波形にみられる Cyclic mobility によってかなり大きくなっている。

Figs. 13(a), (b) はそれぞれ Test-19, 23 の実験から得られた C_0 値の n に伴う変化を示す。同図には間隙水

圧の上昇曲線も一緒に示されている。Test-23 ($e = 0.739$, $\sigma'_z = 49.4$ kPa, $k_h = 0.20$) の実験は液状化までの繰返し回数が大きい場合の結果で, $n_L = 443$ 回のときに液状化が生じている。両図からわかるように飽和砂においても乾燥砂の場合と同様に C_0 ($\theta = 0^\circ$) 値は C_0 ($\theta = 90^\circ$) 値よりも大きい。また, 飽和砂でも乾燥砂と同様に C_0 値は n が小さい間にやや増大し, その後は液状化が生じるまではほぼ一定値となることがわかる。なお, 液状化が生じた後の C_0 値は増大, または減少する。これは液状化による砂骨格の破壊とその後の再形成が供試体内部で均等に生じていないことを表すものと考えられる。なお, Test-23 での C_0 ($\theta = 0^\circ$) 値は 1.0 以上の値となり, 他の値よりもかなり大きい, この原因としては乾燥砂の実験のところでも述べたように, 供試体が

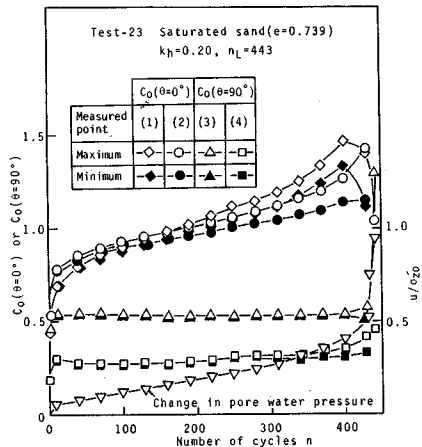


Fig. 13(b) Variation of C_0 ($\theta = 0^\circ$) and C_0 ($\theta = 90^\circ$) with n for saturated sand (Test-23, $n_L = 443$).

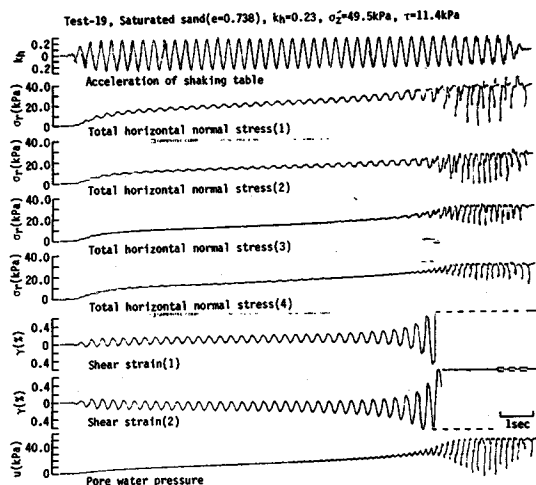


Fig. 12 Typical liquefaction test record for saturated sand.

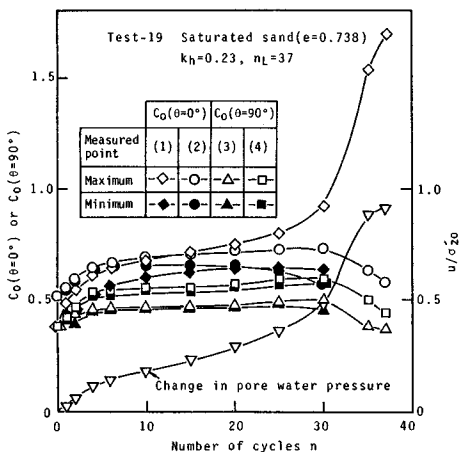


Fig. 13(a) Variation of C_0 ($\theta = 0^\circ$) and C_0 ($\theta = 90^\circ$) with n for saturated sand (Test-19, $n_L = 37$).

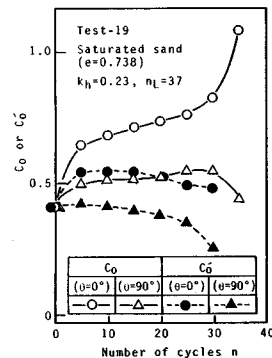


Fig. 14 Variation of C_0 and C_0' with n for saturated sand (Test-19).

高さに対し, その直径が大きいので液状化後は密度が不均一となり, 受働応力状態となる部分も生じたということであろう。

飽和砂の供試体の作製時の K_0 の平均的な値として Test-19, 23 の場合にそれぞれ 0.413, 0.397 が得られた。この K_0 値に対する ϕ' を Jaky の式から求めると, それぞれ 35.9° , 37.4° となった。このように飽和砂の ϕ' の値は乾燥砂の場合に比べて約 8° 小さくなったが, これは両者の供試体の間隙比の違いによるものである。すなわち飽和砂の供試体の作製においても乾燥砂と同じ方法を用いたが, 飽和砂では水中での突き固めとなるために乾燥砂のように密な供試体を得られず, 飽和砂の供試体の間隙比は 0.738 となり, 乾燥砂のその 0.717 より大きくなったことによると考えられる。

Fig. 14 は Test-19 の 2 つの測点での C_0 ($\theta = 0^\circ$) および C_0 ($\theta = 90^\circ$) の最大値の平均値を求め, n との関係を示したものである。同図には C_0' 値も示す。

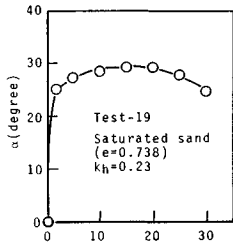


Fig. 15 Variation of α with n for saturated sand (Test-19).

Fig. 15は Test-19 ($k_h=0.23$) について得られた α 値と n の関係を示す。 $n=10\sim 20$ 回のときには $\alpha \approx 28^\circ$ となるが、この値は Fig. 11 の乾燥砂の $\alpha \sim k_h$ 曲線の $k_h=0.23$ のときの値とほぼ一致する。

5. 結 論

供試体の水平応力が測定できるように改良した振動台上に固定した Kjellman 型の繰返し単純せん断試験機を用いて乾燥砂の繰返しせん断時の土圧係数を求める実験を行った。また、飽和砂についても同様な実験を行い、液状化過程における繰返しせん断時の土圧係数を求めた。得られた結論は次のようにまとめられる。

(1) 乾燥砂の繰返しせん断時の土圧係数 C_0 、 C'_0 はせん断応力の加えはじめからその繰返し回数 (n) = 10~15 回までの間に著しく増加するが、その後はほぼ一定値となる。また、 C_0 、 C'_0 値とも k_h の増加に伴って大きくなる。

(2) 乾燥砂のせん断力の作用方向での C_0 ($\theta=0^\circ$) 値、 C'_0 ($\theta=0^\circ$) 値はその方向と直交する方向での C_0 ($\theta=90^\circ$) 値、 C'_0 ($\theta=90^\circ$) 値よりも大きい。すなわち、実験範囲内で C_0 ($\theta=0^\circ$) 値は C_0 ($\theta=90^\circ$) 値の 1.2~1.5 倍であった。

(3) 繰返しせん断時の乾燥砂の水平応力の増加量 $\Delta\sigma'_r$ と水平震度 k_h との関係は $\Delta\sigma'_r$ ($\theta=0^\circ$) = 53.9 k_h 、 $\Delta\sigma'_r$ ($\theta=90^\circ$) = 24.5 k_h という式によって近似することができた。 $\Delta\sigma'_r$ の単位は kPa である。

(4) 乾燥砂の内部摩擦角 ϕ' ($\theta=90^\circ$) は k_h が 0.1 増加するごとに 2.5 度小さくなる。この結果は先の第一著者らの振動砂槽を用いた地震時主働土圧係数の実験から得られた結果と一致する。

(5) 乾燥砂の結果と同様に、飽和砂においても液状化に至る過程では、 C_0 、 C'_0 値は n が小さい間に増加し、その後はほぼ一定値となる。また、乾燥砂の場合と同様に、 C_0 ($\theta=0^\circ$) 値、 C'_0 ($\theta=0^\circ$) 値はそれぞれ C_0 ($\theta=90^\circ$) 値、 C'_0 ($\theta=90^\circ$) 値よりも大きい。

(6) 繰返しせん断時の土圧係数のうち C_0 ($\theta=0^\circ$)

および C'_0 ($\theta=0^\circ$) は物部・岡部の地震時主働土圧係数に相当する。

今回の実験は供試体の表面での鉛直圧が 49 kPa の場合のみの実験で供試体の間隙比が 0.72~0.74 の限られた範囲のもとで行われたので、得られた結果の一般性については明らかにすることができなかった。また供試体は直径に比べて高さが小さく、ゴム膜に包まれていることから、その円周面にはせん断応力は生じないと仮定して主応力を求めたが、 $k_h > 0.3$ の場合にはこの仮定にはやや無理があるとの懸念も生じた。今後、鉛直圧、できれば供試体の密度も変えて同様な実験を行い、今回の結果の一般性と、主応力を求めるときの仮定の実験結果に与える影響についてさらに検討することを考えている。

最後に本研究を遂行するにあたっては山口大学工学部松田 博助教授には有益なご助言を頂き、また同学部学生 松岡充宏ならびに斉藤光輝両君には実験および結果の整理について多大のご助力を頂いた。ここに記してこれらの方々に厚く謝意を表わします。

参 考 文 献

- 1) Jaky, J. : Pressure in Soils, Proc. of 2nd Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 1, pp. 103~107, 1948.
- 2) 落合英俊 : 砂の静止土圧係数, 土質工学会論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 105~111, 1976.
- 3) Okochi, Y. and Tatsuoka, F. : Some Factors Affecting K_0 -Values on Sand Measured in Triaxial Cell, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 52~68, 1984.
- 4) Fukagawa, R. and Ohta, H. : Effects of Some Factors on K_0 -Value of a Sand, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, pp. 93~106, 1988.
- 5) Youd, T. L. and Craven, T. N. : Lateral Stress in Sands during Cyclic Loading, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 101, No. GT2, pp. 217~221, 1975.
- 6) Airey, D. W. and Wood, D. M. : An Evaluation of Direct Simple Shear Tests on Clay, Géotechnique, Vol. 37, No. 1, pp. 25~35, 1987.
- 7) Prevost, J. H. and Høeg, K. : Reanalysis of Simple Shear Soil Testing, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, pp. 418~429, 1976.
- 8) Franke, E., Kiebusch, M. and Schuppener, B. : A New Direct Simple Shear Device, Geotechnical Testing Journal, Vol. 2, No. 4, pp. 190~199, 1979.
- 9) 大原資生・山本哲朗 : 飽和シルト質粘性土の繰返しせん断による破壊, 土と基礎, Vol. 35, No. 8, pp. 55~60, 1987.
- 10) 大原資生・山本哲朗 : 砂の液状化を生じる減衰振動波と定常振動波の相関性, 土と基礎, Vol. 36, No. 12, pp. 31~36, 1988.
- 11) 大原資生・前原 博・永田洋文 : 地震時主働土圧について, 土と基礎, Vol. 18, No. 2, pp. 27~35, 1970.

- 12) Budhu, M. : The Mechanism of Failure under Cyclic Simple Shear Strain, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 4, pp. 119~129, 1988.
- 13) 大原資生・松田 博：飽和粘土の動的強度について，土木学会論文報告集，第 274 号，pp. 69~78，1978.
- 14) 北郷 繁・三田地利之・三浦清一：平面ヒズミ試験機の試作と二，三の実験結果，土木学会第 28 回年次学術講演会講演概要集第 3 部，pp. 25~26，1973.
- 15) Hight, D.W., Gens, A. and Symes, M.T. : The Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils, *Géotechnique*, Vol. 33, No. 4, pp. 355~383, 1983.

(1989. 3. 9・受付)
