

壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連

CORRELATIONS BETWEEN PROPERTIES OF EARTH PRESSURE ON TILTING WALL AND THE SHEARING CHARACTERISTICS OF DRY BACKFILL SAND

市原松平*・松沢宏**

By Matsuhei Ichihara and Hiroshi Matsuzawa

1. ま え が き

壁体背後の裏込め砂は壁を次第に変位させると、せん断変形を起し、ついには破壊に至る。土圧とせん断において、砂が破壊するまでに作用している力がどのような経路をたどり、この過程において互に対応するものが存在するか否かを調べることは土圧の基本的性質を研究するためにきわめて重要なことである。この研究は上述したことに關して述べたものである。

壁を変位させた場合の土圧の性状に関する研究は1934年に Terzaghi¹⁾ によって行なわれている。しかしながら、この実験結果は壁の種々の変位方式に應ずる土圧の性状にとくに重点がおかれており、壁が連続的に変位するときの土圧特性についてはただ1つのデータが報告されているにすぎない。また、当時では土圧と裏込め砂のせん断特性とを対応させるということに対する強い要求がなかったこともあって、せん断に役立つ資料が提供されていない。

筆者らは名古屋大学で試作した大型振動砂槽により、無振動状態のもとで、壁の連続的な変位に應ずる静的土圧の計測を行ない、その性状を調べた。実験は粒径の異なる気乾燥状態の砂2種類を用い、砂の処理法を変えて数多くの実験を繰り返し、入念に整理した結果を平面ひずみ状態の砂のせん断特性²⁾と比較した。その結果、両者の間には特筆すべき対応関係が存在することを発見した。

土塊や岩塊のせん断時における特性はダイレイタンスの現象が存在することである。しかしながら、古典土圧論においてはこの特性がまったく考慮されていない。第6回国際土質力学基礎工学会議(モントリオール、1965年)の土圧部会で総括報告者である Mencl 教授は

土圧を土のダイレイタンスを導入した近代塑性論で表現することの可能性があるか否かの検討を提案した。

土圧をより深く研究するためにはダイレイタンスが土圧現象にどのような姿で含まれ、どのような土圧特性を与えるかをまず知る必要がある。この研究の必要性はここに存在するのである。

この研究により壁の変位中に裏込め砂はまず収縮し、それからダイレイタンスを開始して破壊にいたること、土圧を裏込め砂のすべりせん断抵抗とダイレイタンス抵抗に分離して考えること、ダイレイタンスは主働土圧を軽減する作用があること、土圧分布はダイレイタンスに支配されることがわかった。ここで、前報²⁾に用いなかった特殊な記号を説明する。

ϕ_{cfr} : Coulomb の土圧式を満足させる裏込め砂の摩擦抵抗角

ϕ_{cf} : Coulomb の土圧式を満足させる裏込め砂の内部摩擦角

2. 振動砂槽ならびに実験方法

壁体に作用する静的土圧は写真-1に示す大型振動砂槽(長さ2.0m×幅1.0m×深さ0.75m)を用いて無振動状態のもとで計測した。この砂槽による土圧の計測についてはすでに発表した^{3)~5)}。砂槽の長手方向の一方の端部は図-1に示すような可動壁となっており、他の端部は側壁と同じように、底板に剛結されている。この土圧を受ける可動壁は壁内面が水平管の軸心を通るように水平管に固定されていて、水平管は砂槽に設置された可動支承に支持されている。可動壁は図-1の可動支承の中心を原点とする x, y, z 軸のまわりに自由に回転することができる。可動支承に關して可動壁と反対側の水平管には対重が固定されており、この対重により上記の三軸のまわりに静的につりあいを保っている。したがって振動時には壁と対重に作用する慣性力による影響は互

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

** 学生員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程在学

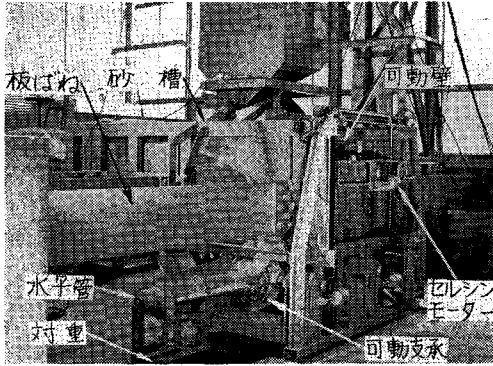


写真-1 大型振動砂槽全景

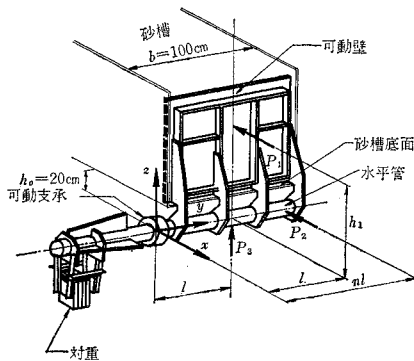


図-1 可動壁と計測方法の説明図

いに打ち消し合って、壁は砂槽に対して静止の状態を保つ。また、この対重により、振動時、無振動時のいずれにおいても壁ならびに水平管の3点に接触した荷重計が土圧に対してきわめて敏感に作動できるようになっている。

上記の3つの荷重計 P_1 , P_2 , P_3 は砂槽に固定されていて、可動壁に土圧が作用する場合、可動壁は図-1に示すように鉛直方向には可動支承と P_3 荷重計により、水平方向には可動支承と P_1 , P_2 荷重計で支持される。これら3つの荷重計と可動支承はそれぞれ水平方向に変位させることができるが、いま P_1 荷重計のみを変位させると、壁はy軸を中心とする回転によって変位する。実験は上記のように P_1 のみを前方(裏込め砂と反対の方向)に変位させて壁にy軸を中心とする回転による変位を起こさせた場合について行なった。なお、 P_1 荷重計は荷重計取付け軸を回転させることによって変位させている。この軸の一回転は荷重計の変位 2.5 mm に相当する。したがって、この軸の回転角を計ることにより、壁の正しい変位を知ることができる。

上述の3つの荷重計に作用する荷重は電氣的に計測し、壁変位量とともに電磁オシログラフに記録されるようになっている。この記録から可動壁に作用する土圧合力の水平成分 $P \cos \delta$ 、砂槽底面からはかった土圧

力の着点までの高さ h 、壁と裏込め砂との間の壁摩擦係数 $\tan \delta$ の土圧3要素は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} P \cos \delta &= P_1 + nP_2 \\ h &= \frac{P_1 \cdot h_1}{P_1 + nP_2} - 20 \text{ (cm)} \\ \tan \delta &= \frac{P_3}{P_1 + nP_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 P_1 , P_2 , P_3 は各荷重計が示す荷重、 h_1 は水平管の軸心から P_1 荷重計までの距離、 n は可動支承中心から P_2 , P_1 両荷重計までの水平距離の比である。壁の変位中に各荷重計と可動壁との間には摩擦力が起こりうるが、これは滑動板と水平管に滑動リングを取付けて、できうるかぎり僅少にしてある。また、可動壁に適用する式(1)については、静的ならびに動的に検定した。

壁に作用している水平土圧の土圧係数 K は次式で求められる。

$$K = \frac{2 \cdot P \cos \delta}{\gamma b H^2} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ は、裏込め砂の単位体積重量、 b は壁の幅で $b=100\text{ cm}$ 、 H は壁の全高で $H=55\text{ cm}$ で実験した。

土圧の計測は裏込め砂に気乾状態の砂を用いて行なった。裏込め砂は棒状パイプレーターで締め固めた密な状態を主として実験したが裏込め砂が中程度に締まった場合と非常にゆるい場合についても実験した。裏込め砂を填充したのちに、砂層中央点に相当する位置における壁の変位速度を 1.13 mm/min とし壁を上述べた方式で変位させた。

また、壁背面のすべり土くさび中に写真-2に示す土中土圧計を埋設し、壁の変位に應ずる裏込め土中の水平土圧を計測する実験も行なった。写真-2に示す土圧計は弱圧用の土中土圧計であって、有効径は 7.5 cm、厚さは 1.3 cm、重量は 650 gで、最大計測圧は 300 g/cm² である。この土圧計は筆者らの研究室で開発したものであり、間接作動型であって、フォイルゲージで計測し、土圧は電磁オシログラフに記録されるようになっている。すべり土くさび中の水平土圧は図-2に示すように、砂槽底面からはかって 40 cm (土圧計A) と 15 cm (土圧

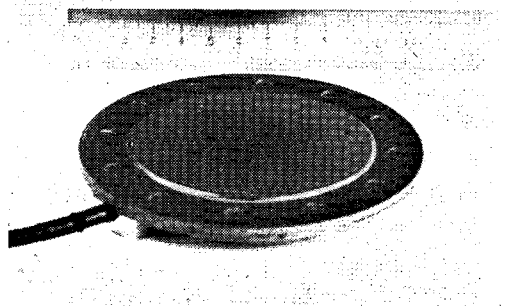


写真-2 実験に使用した土圧計

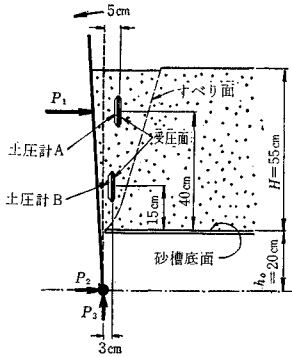


図-2 土圧計を設置した位置の説明図

計B)の高さの2カ所で同時に計測した。なお、これらの土圧計は可動壁の背面から3~5 cm離れた位置に設置した。

3. 土圧実験に使用した砂

用いた砂は気乾状態の豊浦標準砂と矢作川砂の2種類である。豊浦砂の G_s は2.65, 有効径は $D_{10}=0.16$ mm, 均等係数は $U_c=1.41$ である。矢作川砂は G_s が2.64 であり, 粒径分布は 図-3 に示すような粒度のものをを用いた。すなわち, この砂の有効径は $D_{10}=0.44$ mm, 均等係数は $U_c=2.28$ である。

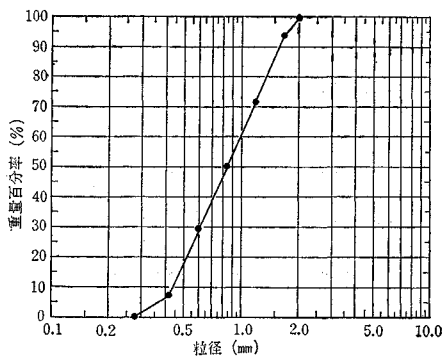


図-3 矢作川砂の粒径加積曲線

4. 土圧実験の結果と考察

以下, 考察の(4)を除いては豊浦標準砂に対する実験結果についてである。

(1) 壁の変位に応ずる土圧の特性

壁変位時における荷重計 P_1, P_2, P_3 と土圧計 A, B の読みの記録の一例を写真-3 に示す。この写真にはまた, 変位中における壁変位の位相角が記録されている。この記録からつぎのことがわかる。

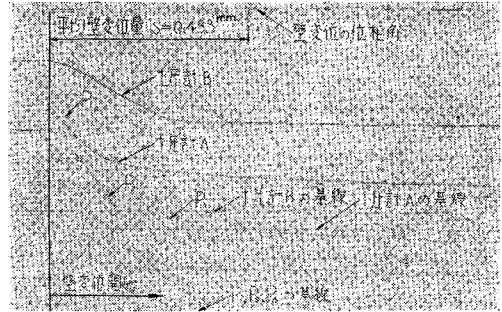


写真-3 電磁オシログラフの記録の一例

壁が変位すると, 荷重計 P_1, P_2 と土圧計 A, B の値はともに減少するが, 記録をよくみると壁の変位に応ずるそれらの変化の様相は壁の上部に作用する土圧の性状に支配される荷重計 P_1 と土圧計Aが, また, 壁の下部の土圧に支配される荷重計 P_2 と土圧計Bがそれぞれきわめて似た傾向を呈していることがわかる。すなわち, 壁が変位すると壁の変位量に対して荷重計 P_1 と土圧計 A はともに下に凸の曲線を描きつつ減少する。荷重計 P_2 と土圧計 B はまず上に凸の曲線を描きつつ減少し, ほとんど同一の壁変位の位置で変曲点があらわれて, さらに壁が変位すると, 両者はともに下に凸の曲線となって減少している。

以上の観察からつぎのことがわかる。

(i) 壁の上部に取付けた荷重計 P_1 と裏込め砂の上部に埋設した土圧計Aはともに壁の背面に作用する裏込め上部の砂による土圧を, また P_2 と土圧計Bは裏込め下部の砂による土圧を忠実に計測している。

(ii) このように, 壁の上部と下部で壁の変位に対する土圧変化の様相が異なるのは裏込め砂がうける拘束圧の差に起因すると考えられる。

つぎに, 壁の変位に応ずる荷重 P_3 の変化の様相を考えよう。これは壁変位とともに, 次第に増加し, ある変位量で極大値をとり, さらに壁が変位すると次第に減少している。これは壁面に作用する裏込め砂からの摩擦力によってこのような変化をとるものである。しかしながら, この極大値を与える壁変位の位置で壁摩擦角が最大値をとるとはかぎらない。壁摩擦角については壁面に作用する水平土圧とあわせ考えなければならない。

(2) 壁の変位に対する土圧3要素の変化の様相

土圧3要素とは壁に作用する土圧合力(ここでは式(2)で求められる土圧係数 K で表わす), 土圧合力の相対着力点 h/H , 壁摩擦係数 $\tan \delta$ の略記である。相対着力点とは砂槽底面からはかった土圧合力の着力点までの高さ h を壁の全高 H ($H=55$ cm) で除した値である。なお, 以下に述べる壁の変位量 S は裏込め砂の砂深中央点に相当する壁面上の点の原位置からの水平方向の変位

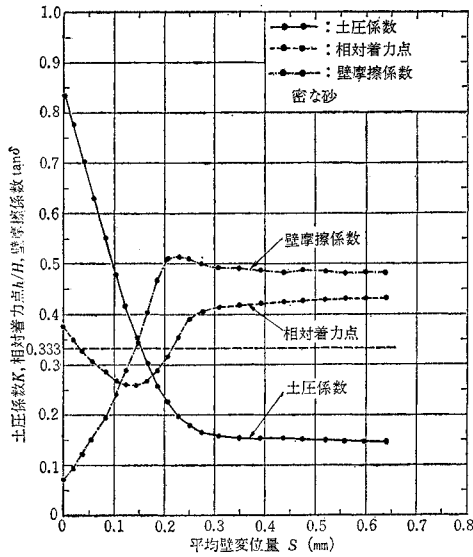


図-4 密な砂における壁の変位に対する土圧3要素の変化の様相

量, すなわち, 壁の平均変位量である。

写真-3 に示した記録から式 (1), (2) によって上述の土圧3要素を求め, これを壁の変位量 S に対して図示すると, 密な砂の一例として図-4 が得られる。

土圧係数 K は裏込め砂填充時には $K=0.8$ (水平土圧合力 $P \cos \delta=194 \text{ kg}$) 程度であったが, 壁をわずかに $S=0.2 \text{ mm}$ 程度変位させると, $K=0.2$ ($P \cos \delta=48.5 \text{ kg}$) に減少する。ここに, 注意すべきことは裏込め砂填充時の土圧係数の値は静止土圧係数を意味するものではないということである。この理由は裏込め砂の填充とか, この実験のようなパイプレーターによる裏込め砂の締固めにより, 壁にわずかではあるが弾性変形が生じ, また裏込め砂中の応力分布が不均一な状態となるためである。したがって填充時の土圧は静止土圧であるとはいいきれない。

壁摩擦係数 $\tan \delta$ は裏込め砂填充時には 0.08 ($\delta=5^\circ$) 程度であるが, 壁をわずかに 0.2 mm 程度変位させると 0.51 ($\delta=27^\circ$) 程度の最大値に達し, その後変位を続けてもこの係数はわずかに減少する程度である。

特筆すべきことは土圧合力の相対着力点すなわち土圧分布の変化の様相である。砂填充時において, h/H は 0.4 に近い値であるが, 壁の変位によって土圧合力の着力点は下降して, きわめて微小な変位 $S=0.02 \text{ mm}$ で h/H はまず 0.33 の値になる。この位置からの壁の変位に対して, 土圧合力の着力点は下降しつづけ, $S=0.15 \text{ mm}$ 程度で h/H は最小値 ($h/H=0.25$) に達する。さらに壁が変位すると, 土圧合力の着力点は上昇しはじめて, $S=0.2 \text{ mm}$ 程度になってふたたび $h/H=0.33$ に到達する。これ以上壁が変位しつづけると土圧

合力の着力点は上昇するのみで, ついには $h/H=0.4$ 以上になってその上昇はきわめて緩慢になる。壁が変位するとき, 土圧合力の着力点がこのように連続的に変化することは壁面に作用する土圧の分布が壁の変位に応じて次第に変化することを示すものであり, 上述したように, 壁の変位中に h/H が 0.33 となるときがわずかに2カ所あるにすぎない。このとき, 土圧は壁背面で水圧分布をなしているともみながることができるが, h/H が2度目に 0.33 を示すときの土圧がきわめて重要な役割を果たすことになる。

ゆるい砂における土圧3要素と壁の変位との関係の一例を示すと図-5 のようになる。壁の変位に応ずる土圧3要素の変化の様相は密な砂の場合とよく似ているが, 一見してわかることは密な砂よりもわずかな壁の変位量で土圧3要素が一定に近い値を示すことである。この一定に近い値を示した状態において, $\tan \delta$ は密な砂とほとんど等しいが, K は密な砂よりも大きい。また h/H が2度目に 0.33 となる壁の変位量は密な砂よりも小であることが明白である。

(3) 塑性平衡状態の確認

壁に作用する土圧は壁が変位すると図-4, 図-5 のように変化するが, この過程において土圧は塑性平衡状態に移行するはずであり, したがって, 土圧に塑性平衡状態を引き起こすために必要な壁の変位量あるいはこれに相当する壁変位の位置が存在するはずである。われわれにとって最も重要なことの一つはこのような壁変位の位置であり, またこの状態における土圧の性質である。壁が変位して土圧が塑性平衡状態に移行したとき, 裏込

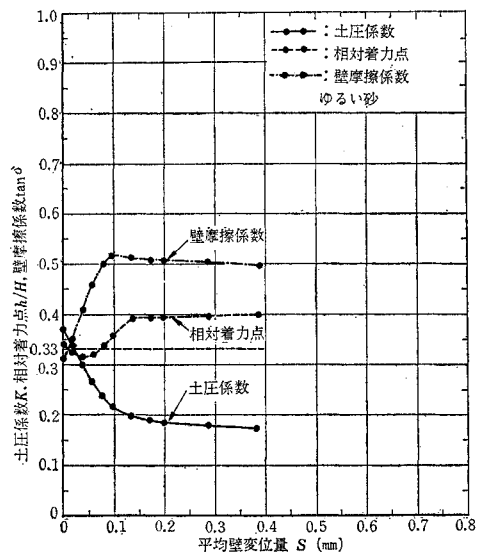


図-5 ゆるい砂における壁の変化に対する土圧3要素の変化

め砂内に発生するすべり面上に発揮されている摩擦抵抗角は最大値すなわち、裏込め砂の内部摩擦角に等しくなっていると考えられるが、裏込め砂の摩擦抵抗角の変化は計測できない。しかしながら、塑性平衡状態においてはおそらく、壁背面と裏込め砂との間に発揮される壁摩擦角も最大となっており、さらに裏込め土くさび内の各点の土圧係数は裏込めの深さ方向に様な分布をなしていると思われる。すなわち、塑性平衡状態において、壁摩擦角は最大となり、かつ壁面に作用する土圧は水圧分布をなしていると考えられる。

ここで壁の変位中に、上述したような状態、すなわち壁摩擦角が最大となり、土圧分布が水圧分布をなしている状態が存在するか否かについて調べる。上述したように、土圧合力の相対着力点 h/H が 0.33 を示す壁変位の位置が 2 カ所存在した。したがって、土圧が塑性平衡状態となる壁変位の位置はこれらのいずれかであると考えられるが、その位置で $\tan \delta$ が最大となっているかが重要である。

いま、壁摩擦係数 $\tan \delta$ が最大となるまでの壁変位量を横軸にとり、縦軸に土圧合力の相対着力点 h/H が 0.33 となるときの壁変位量をとって結果を図示すると図-6 のようになる。図中 ○ 印は相対着力点が最初に 0.33 になるときの壁の変位量、● 印は 2 度目に 0.33 になるときの壁の変位量である。この図によると、 h/H が 2 度目に 0.33 になるまでの壁変位量は $\tan \delta$ が最大となるまでの変位量よりも幾分小さいが点の散乱の範囲内で両者の壁変位量は一致している。すなわち、壁が変位して、壁面における壁摩擦係数が最大となり、かつ壁面に作用する土圧が水圧分布をなす壁変位の位置はただ 1 カ所のみ存在し、この位置は土圧合力の相対着力点 h/H が 2 度目に 0.33 となる位置であって、このときが土圧の塑性平衡状態である。

ここで特筆すべき重要なことは、図-6 に示したよう

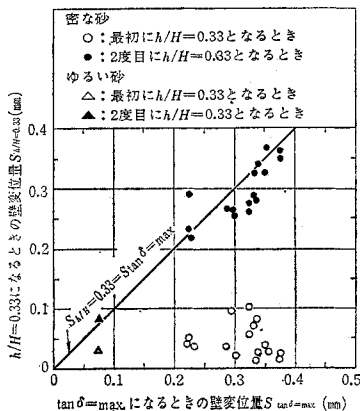


図-6 壁摩擦係数が最大になるときと $h/H=0.33$ になるときの両壁変位量の関係 (塑性平衡状態の確認図)

に砂填充時における壁の位置から塑性平衡状態に移行するまでの壁の変位量は $H=55$ cm の壁で密な砂で 0.2 ~ 0.4 mm、ゆるい砂で 0.075 mm 程度というきわめて微小な変位量であって、ゆるい砂の方が密な砂よりも変位量が小さいということである。

以上のことから裏込め砂はきわめて微小な変位でせん断破壊が起こるものと考えられる。

(4) 塑性平衡状態に移行するまでに要する壁変位量におよぼす粒径の影響 (Terzaghi の実験結果との比較)

Terzaghi が用いた砂槽は幅 4 m × 長さ 4 m で、可動壁の高さは 1.5 m であり、筆者らの装置の 3 倍近い高さである。この可動壁の回転の中心は砂槽底面下 50 cm の位置にあり、砂槽底面から回転の中心までの距離の壁高に対する割合は筆者らが用いた装置とよく似ている。使用した砂は有効径 $D_{10}=0.54$ mm、均等係数 $U_c=1.70$ である。したがって、 D_{50} すなわち、平均粒径はおそらく 0.79 mm 程度と推定される。

Terzaghi は上述の装置と砂を用いて壁の変位方式を 3 種類に変化させて実験を行なっているが、筆者らの実験と比較しうるデータ、すなわち壁をその下方の一点を軸にして連続的に変位させたときの土圧の性状に関するデータはただ 1 つのみが公表されているにすぎない。そのために、筆者らの実験値との入念な比較はできないがこの唯一のデータに注目すると、壁の変位に應ずる土圧 3 要素の変化の性状は筆者らが得たものとほとんど同一の性状である。また、土圧が塑性平衡状態に移行するに要する壁の変位量は $S=0.5$ mm 程度であるが、Terzaghi はこの値を壁高 ($H=150$ cm) で除した無次元量、すなわち S/H で表現した。このようにして壁の変位量を表わすと、壁の原位置から塑性平衡状態になるまでの変位量は $S/H=3.3/10\ 000$ 程度となる。

上述の結果と比較するために、筆者らは比較的粒径の似た矢作川砂 ($D_{10}=0.44$ mm, $D_{50}=0.85$ mm, $U_c=2.28$) による土圧の計測を行なったところ、塑性平衡状態において、 S/H は 5.6/10 000 ~ 8.9/10 000 ($S=0.31$ ~ 0.49 mm, $H=55$ cm) であった。これは Terzaghi の求めた値よりもかなり大きな値であるが、ここで注目すべきことは、塑性平衡状態における壁の変位量は両者がかなり合致していることである。

いま、横軸に裏込め砂の平均粒径 (D_{50}) をとり、縦軸に塑性平衡状態における壁の変位量をとって、Terzaghi の実験結果と筆者らが行なった豊浦標準砂 ($D_{50}=0.19$ mm) と矢作川砂に対する結果を図示すると図-7 が得られる。点はかなり散乱しているが、図中の実線は筆者らの実測値の平均値を結んだ直線である。この

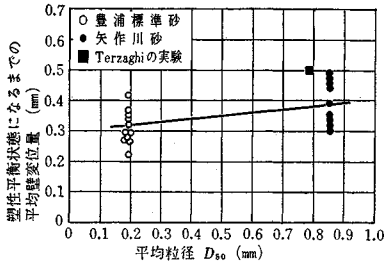


図-7 塑性平衡状態になるまでの平均壁変位量の粒径による比較 (Terzaghi の結果との比較)

図によると、Terzaghi の結果をも含めて塑性平衡状態を引き起こすに要する壁変位量は裏込め砂の粒径が大きいほど大きくなることわかる。また、Terzaghi の行った実験値はただ1つのみであって、点の散乱の様相を知るすべがないが、壁変位量のオーダーは筆者らのものときわめてよい一致を示していることはここに特筆すべきことである。

以上のことから、塑性平衡状態を引き起こすに要する壁の変位量は裏込め砂の粒径にかなり支配されるのであって、この変位量は壁高で除した値を取扱うのではなく、むしろ変位量そのものを論ずるのがより適切であると考えられる。

一般に、砂のせん断試験では拘束圧が高くなると破壊を引き起こすに要する変形量は大きくなり、土圧においても塑性平衡状態になるまでの変位量は裏込め砂が受ける拘束圧も関係すると考えられる。しかしながら、これに関しては Terzaghi のデータが少ないためになんともいえない。

つぎに、裏込め砂の相対密度と塑性平衡状態になるまでの壁変位量の関係を調べると、これは図-8のようになる。この図から、縦軸の値は横軸の値の増加に対してほぼ直線的に増加することがわかる。なお、裏込め砂の相対密度は(5)で述べる方法に基づいて算定した。

(5) 静止土圧状態に対する考察

壁の変位中において土圧合力の相対着力点が 0.33 となる状態は変位の初期にも存在し、このような壁変位量は図-6で示した。この位置に対する土圧係数は $K=0.65\sim 0.85$ の間に散乱しており、これは静止土圧係数であると考えられる。

このことを検討するために、筆者らは写真-4に示すような内径 7.0 cm×高さ 2.0 cm×肉厚 0.2 mm の砲金製の薄肉リングの外壁にストレインゲージをはりつけた装置内に気乾状態の豊浦標準砂を填充し、試料の上下面に静的圧力を載荷、除荷させる繰り返し載荷試験を行ない、上載圧に応ずる砲金リングのひずみを計測した。このひずみから試料に作用している側方圧力を求めた。

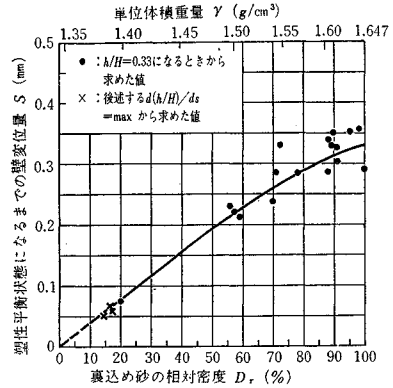


図-8 裏込め砂の相対密度と塑性平衡状態になるまでの壁変位量の関係 (豊浦標準砂)

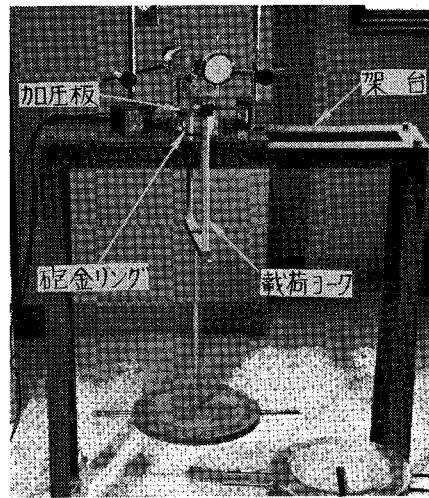


写真-4 側方拘束状態における土圧係数測定用の装置

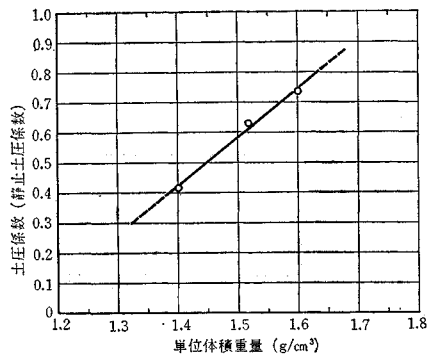


図-9 砂の単位体積重量と土圧係数 (静止土圧係数) との関係

得られた結果から (土圧係数) = (側方圧力) / (上載圧力) として土圧係数を求めると、これは試料の単位体積重量に対して図-9に示すようになった。

なお、この実験においては上載圧に応ずる砂の試料の側方変位を砲金リングの円周長のひずみから算定できる。そこで、上載圧に応ずる試料の側方変位を算定した

ところ、側方変位量は鉛直変位量にくらべて無視しうるほど十分に小さく、したがって図-9に示した土圧係数は静止土圧係数とみなして差し支えない。この図によれば、静止土圧係数の値はゆるい砂よりも密な砂の方が大きく、 $\gamma=1.40\text{ g/cm}^3$ で0.41、 $\gamma=1.60\text{ g/cm}^3$ で0.75程度であって、この間は直線的に変化した。

ここで、上述した土圧合力の相対着点 h/H が最初に0.33となる壁の位置における土圧係数(0.65~0.85)に対応する砂の単体積重量を図-9の直線を外挿して求めると、このような砂の単体積重量は $\gamma=1.54\sim 1.66\text{ g/cm}^3$ の範囲の密な砂であることがわかる。ちなみに、前報で述べたように、気乾の豊浦砂の最小間げき比は0.609であって、この間げき比に対応する単体積重量は 1.65 g/cm^3 である。

振動砂槽による静的土圧実験から得られた上述の土圧係数(0.65~0.85)はバイブレーターで十分に締め固めた密な砂に対するものであるが、裏込め砂の密度のばらつきも考えられ、静止土圧係数としてこの程度の範囲の土圧係数をとると考えられる。

静止土圧係数が上述のように壁を砂填充時の原位置からわずかに変位させたのちに得られる理由は、わずかな壁の変位によって壁背面の裏込め砂の配列が調整されて、裏込め砂中で砂填充時に生じた不均一な応力状態が解消されて砂中で深さ方向に土圧係数 K が一定な状態となるためである。

しかしながら、実験では上述したわずかな壁の変位によって壁摩擦力を計測することになる。図-10は横軸に壁の平均変位量を、縦軸に砂填充時から塑性平衡状態までの計測した壁摩擦係数 $\tan\delta$ を示したもので、静止土圧状態における値が○印で示されている。図示されたように、静止土圧状態における $\tan\delta$ は0.1程度の値を

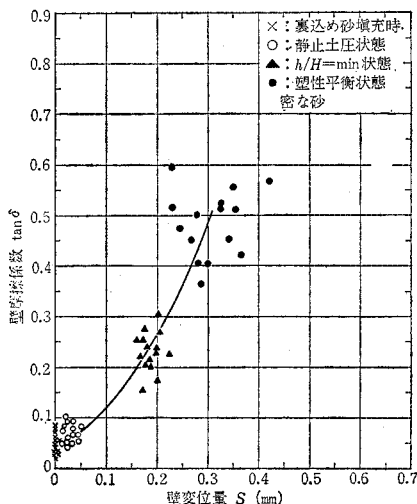


図-10 壁変位量に対する壁摩擦角の変化

示しているが、理想的には均質な砂層の静止土圧状態というものは、横方向の変位が0であって、かつ、 $\tan\delta=0$ であり、土圧係数 K_0 の値が深さ方向に一定である状態をいうのであろう。

なお、5.で示す土圧実験における裏込め砂の単体積重量は図-9に示した K_0-r 関係に基づいて繰り返し計算を行なって決定した。

(6) 土圧合力の着点の挙動に関する説明

壁の変位に応じて、土圧合力の相対着点 h/H は図-11の(a)図に示すように変化した。壁に作用する土圧合力の着点の位置は壁の上部と下部に取り付けた荷重計 P_1 と P_2 の読みから決定しているが、壁の変位に対する荷重 P_1, P_2 (以下、荷重 P_2 は水平管のコ比 n を乗じた値をいう) の変化の様相は(b)図に示すようになっている。すなわち、壁変位の過程において、荷重 P_1 は下に凸の曲線で減少し、一定値となるが、荷重 P_2 は変位の初期において上に凸の曲線で減少し、その後、この変化を表わす曲線は下に凸の曲線となり、一定値となる。荷重 P_2 の変化を示す曲線において、変曲点があらわれる

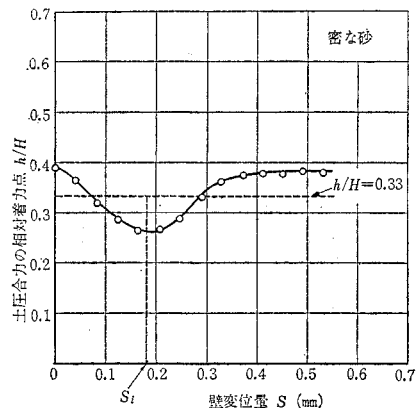


図-11 (a) 壁変位量に対する土圧合力の相対着点の変化

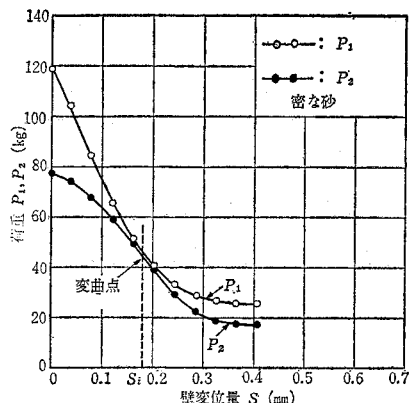
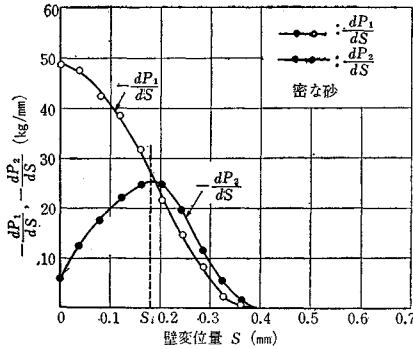


図-11 (b) 壁変位量に対する荷重 P_1, P_2 の変化



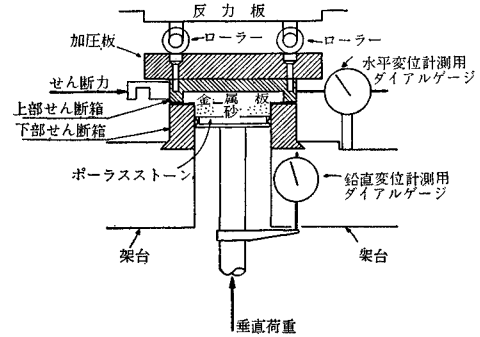
図—11 (c) 壁の変位に対する P_1 , P_2 の変化の割合

ときの壁変位量を S_i とすると、両荷重の変化の性状は $S < S_i$ 区間において明確な差がある。いま、この図から壁の変位に必ずる両荷重の減少率 ($-dP_1/dS$, $-dP_2/dS$) をそれぞれ求めて壁の変位量に対して図示すると、(c) 図が得られる。この図において、両荷重の壁変位に対する減少率を比較すると、 $S < S_i$ 区間では荷重 P_1 の減少率の方が大きく、 $S > S_i$ になると、逆に荷重 P_2 の減少率の方が大きくなる。ここで注目すべきことは (i) 壁変位の過程において、両荷重それぞれの減少率が最大となる壁変位の位置が異なる。すなわち、荷重 P_1 は $S=0$ (壁の原位置) で、荷重 P_2 は $S=S_i$ で減少率は最大となる。(ii) $S=S_i$ の壁の位置で両荷重の減少率はほぼ等しく、壁変位量 $S=S_i$ を境界として両荷重の減少率の大小関係は逆転するというのである。とくに、上記 (ii) については (a) 図と (c) 図を対応させてみると、荷重 P_1 の減少率の方が荷重 P_2 のそれよりも大きい壁変位の区間 ($S < S_i$) においては壁に作用する土圧合力の着力点の位置は下降し、 $S=S_i$ で着力点は最も下降した状態となっている。壁がさらに変位して、荷重 P_2 の減少率の方が荷重 P_1 のそれよりも大きくなると、着力点は上昇しはじめ、その後両減少率がともに 0 になると、着力点の位置は変化しなくなることがわかる。

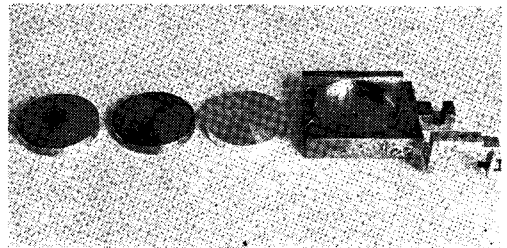
以上要するに、壁の変位に対する両荷重の変化の性状における差は裏込め砂上部と下部の土圧の変化の様相にかなりの差があることを意味するものであり、また、このような差により土圧合力の着力点は図—11 (a) のような明確な変化を示すのである。

(7) 壁摩擦係数に関する考察

壁の変位により、壁面と裏込め砂との間には摩擦抵抗が発生する。前述の 図—4, 図—5 に示したように、壁面に生ずる摩擦抵抗は塑性平衡状態、あるいはそれを過ぎると裏込め砂が密な状態とゆるい状態ではほぼ等しかった。このことをさらに検討するために、筆者らは 図—12 に示す装置を用いて、砂と金属板との間における摩擦抵



図—12 壁摩擦角の計測に用いた装置の説明図



写真—5 壁摩擦角の測定に用いたせん断箱と金属板

抗の計測を行なった。この装置は直接せん断試験機 (上部可動型) の上部せん断箱を 写真—5 に示すように改造したものである。すなわち、この上部せん断箱は土の試料のかわりに直径 8 cm × 厚さ 1 cm の金属の円板をはめ込んで、この円板を固定するようになっている。下部せん断箱は直接せん断試験機に取り付けられているものをそのまま使用した。下部せん断箱に詰める試料径は 6 cm である。上記の金属板の直径を土の試料径よりも大きくした理由は実験中に金属板が変位しても、試料との接触面積が変化しないようにするためである。また、この装置は上部せん断箱と下部せん断箱との間に摩擦が生じないようにするために、両者の間にすき間をあけることができる。実験は両せん断箱の間を 0.2 mm 程度あけて行なった。

実験は金属板として振動砂槽の可動壁と同じ材料であるアルミニウム板を用い、このアルミニウム板を旋盤で表面を平滑に仕上げたものと、可動壁にはラッカーが塗布してあるので、上記のアルミニウム板にラッカーを塗布したものの 2 種に対して行なった。試料は気乾状態の豊浦標準砂を用い、密な砂とゆるい砂の 2 種とした。また、試料に与える垂直圧力は $0.25 \sim 1.25 \text{ kg/cm}^2$ の範囲とし、上部せん断箱の変位速度は 0.25 mm/min とした。

結果の一例を示すと、金属板の変位に対して試料に作用している τ/σ は 図—13 に示すように変化する。図示したように、せん断初期において金属板と砂との間の摩擦はせん断応力が増加するにもかかわらず変位が生じな

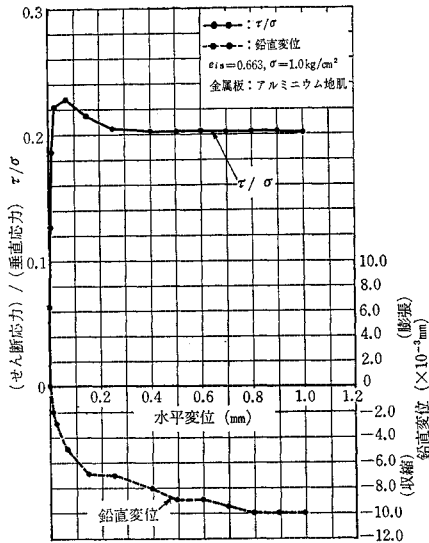


図-13 金属板の水平変位に対する τ/σ の変化と試料の鉛直変位

という剛体摩擦抵抗の特性を有している。このような摩擦抵抗は $\tau/\sigma=0.06$ 程度である。 τ/σ が 0.06 程度になると金属板はようやく変位しはじめて変位量の増加に応じて τ/σ の値は増加し、金属板が 0.07 mm 程度変位すると τ/σ は 0.23 程度に達して最大値となる。金属板のその後の変位に対して τ/σ はわずかに減少して $\tau/\sigma=0.20$ 程度になり変化しなくなる。試料の高さは金属板が変位しはじめると同時にようやく変化しはじめて金属板の変位量が増加するにもない試料高は減少、すなわち体積の収縮が生じた。この試料高の減少量は図示したように最大値でわずかに 0.01 mm 程度であって、初期の試料高 12 mm の 0.1% にも満たない量である。

図-14 は横軸に試料に作用している垂直圧力、縦軸に最大せん断応力をとって結果を図示した図である。この図にはアルミニウムの地肌と密な砂、同じくアルミニウム板の地肌とゆるい砂、そしてラッカーを塗布したアルミニウム板と密な砂の 3 種の実験結果が示されている。この図において、アルミニウム板と砂との間の摩擦角 δ は密な砂とゆるい砂で等しく $\delta=13^\circ$ ($\tan \delta=0.231$) であることは注目すべきことである。すなわち、同じ壁

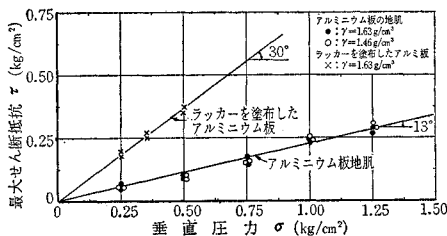


図-14 金属板に作用している垂直圧力と最大せん断抵抗の関係

面に対する同一砂の壁摩擦角または壁摩擦係数はその砂の単体体積重量に無関係に一定であるということである。

アルミニウム板の表面にラッカーが塗布してある場合、摩擦角 δ は $\delta=30^\circ$ ($\tan \delta=0.577$) であり、これは土圧実験で得られた壁摩擦角 $\delta=27^\circ$ にかなり近い値である。

以上のことから、ある壁面と砂との間の壁摩擦係数はその壁面に接している砂の単体体積重量には無関係に一定であって、壁面の表面の処理状態によって変化することがわかる。

(8) 側壁摩擦が土圧の実測値におよぼす影響

塑性平衡状態における土圧合力は裏込め砂充填時に比較してかなり減少しており、また壁摩擦係数は最大となっている。したがって、この状態における側壁摩擦が土圧の実測値におよぼす影響量は最大となっていると思われる。

塑性平衡状態における側壁摩擦の影響量は以下のようにして調べたところ無視しうることがわかった。

まず、塑性平衡状態において砂槽の側壁が受ける水平土圧の土圧係数は前報の図-8 に示した $a_2/(\sigma_1 + \sigma_3)$ の値を 0.3 として近似的に求めた。また、裏込め砂と側壁との間の壁摩擦角 δ は $\delta=16^\circ$ とした。この値は砂槽の側壁の一方は軟鋼にラッカーが塗布してあり、他方は強化ガラスの観察窓となっているので、両者の摩擦角の平均値である。これらの値をもとにして土圧の計測誤差を算定したところ、これは実測値の 10% 以下であることがわかった。この程度の側壁摩擦の影響を無視することは後述の実測土圧を満足させる裏込め砂の内部摩擦角を $1\sim 2^\circ$ 程度大き目に評価することになるが、この内部摩擦角の値は上記の誤差の範囲以上に散乱しているため、側壁摩擦による影響は実質上無視して差し支えない。なお、上記の計測誤差による土圧合力の相対差力点 h/H の誤差は塑性平衡状態において 10% 以下である。

5. 土圧とせん断との関連

(1) $K-\phi$ 図面における対応関係

前節で述べたように壁の変位に対応する土圧合力が存在した。これはまた、壁の変位に応じて裏込め砂中の面に発揮される摩擦抵抗角が存在することを意味している。一方、平面ひずみ三軸圧縮試験においても、試料の各ひずみ量に対応する σ_1, σ_3 と試料内の面に発揮される摩擦抵抗角があるはずである。

前報で述べたように、平面ひずみ三軸圧縮試験について

て、軸ひずみに対応するせん断特性が明確になっているために、変位中の壁のある位置において裏込め砂に発生する摩擦抵抗角がせん断試験における摩擦抵抗角のどのひずみにおける値に対応するかを検討することはきわめて重要かつ興味あることである。ここに、土圧における摩擦抵抗角は実測した土圧係数 K と壁摩擦角 δ ならびに裏込め砂の単位体積重量を Coulomb 土圧式に代入して求め、これを ϕ_{cfr} とした。一方、せん断試験におけるこの値は実測の σ_1, σ_3 から Mohr の円で決定した。また、土圧係数に対応する K の値は σ_3/σ_1 とした。

密な砂において、土圧とせん断で対応する状態を調べるために、摩擦抵抗角を横軸に、土圧係数を縦軸にとった K - ϕ 図面に上述のようにして求めた K と ϕ の関係を図示すると図-15 のようになる。この図において、せん断試験の結果は土圧実験における裏込め砂の単位体積重量のばらつきを考慮して斜線を付した範囲で示した。この図によると、土圧とせん断とは K, ϕ の値において、(i) ある壁位の位置または試料の変形状態で、(ii) 次第に変位または変形が増加する経路において非常によく一致していることがわかる。なお、この図の作成にあたって土圧実験における静止土圧状態に対応するせん断試験における K, ϕ は土圧から求めた摩擦抵抗角の平均値 $\phi_{cfr}=7^\circ$ に等しくなるときの主応力比 $\sigma_3/\sigma_1=0.75$ を K の値として図示した。

表-1 土圧実験と平面ひずみ三軸圧縮試験の各対応状態における K と ϕ

土 圧 実 験	平面ひずみ三軸圧縮試験				
	K	ϕ_{cfr}	K ($=\sigma_3/\sigma_1$)	ϕ_{fr}	変形の状態
静止土圧状態	0.65 ~0.85	$2^\circ 40'$ ~ 12°	0.75	7°	静止土圧状態の ϕ_{cfr} の平均値に等しい ϕ_{fr} が生じている状態
$h/H=\min$ 状態	0.30 ~0.40	22° ~ $28^\circ 20'$	0.29 ~0.34	27° ~ 29°	試料の最大密度状態
塑性平衡状態	0.15 ~0.23	39° ~ 43°	0.16 ~0.19	39° ~ $42^\circ 30'$	破 壊
塑性平衡状態を過ぎて土圧3要素が一定になった状態	0.11 ~0.17	43° ~ 49°	0.29 ~0.34	27° ~ 29°	残留抵抗を示す状態

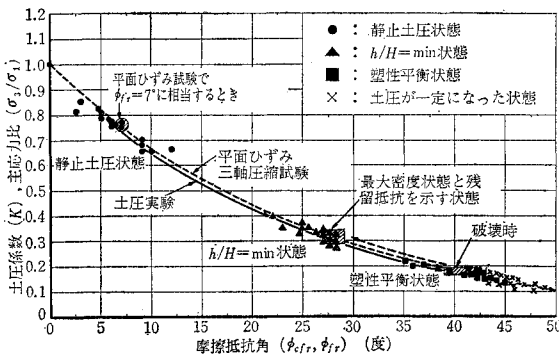


図-15 密な砂における K - ϕ 図

いま、 K と ϕ の値を考えた場合に、土圧実験における壁のいかなる位置がせん断試験におけるどの変形状態に一致するかは 図-15 と 表-1 をみれば明白である。すなわち、前者の $h/H=\min$ 状態 (壁が変位して、土圧合力の着点か最も下方まで下降した状態) が後者の試料が最も収縮した状態 (最大密度状態) に、また、前者の塑性平衡状態が後者の試料の破壊時に測定の散乱の範囲内で一致している。なおまた、前者の静止土圧状態から塑性平衡状態までの (K, ϕ) の変化の経路は 図-15 の左上から右下に実線で示したように変化している。これはせん断試験から求めた (K, ϕ) の経路とまったくよく一致している。すなわち、せん断試験では (K, ϕ) は静止土圧状態から破壊まで図中の破線で示したように実線と合致した経路に沿って移動している。しかしながら、土圧において塑性平衡状態を過ぎて土圧3要素が一定になった状態とせん断における残留抵抗を示す状態の (K, ϕ) が合致しないことはここに注目すべきである。すなわち、土圧におけるこの状態では塑性平衡状態と比較して K が減少し ϕ が増大するのに対して、せん断では破壊後の (K, ϕ) は破壊前に計測された最大密度状態における (K, ϕ) の値に戻ってしまうことである。したがって、土圧とせん断で塑性平衡状態後または破壊後の (K, ϕ) 変化の経路が異なることになる。図-15 にはせん断におけるこの経路が矢印で示してある。

壁背後の裏込め砂の摩擦抵抗角は塑性平衡状態で最大になっているはずである。しかるに、塑性平衡状態を過ぎた状態において上述のように摩擦抵抗角 ϕ_{cfr} は ϕ_{cf} よりも大きな値となった。この理由は塑性平衡状態を過ぎた状態では土圧をもちや Coulomb 土圧では説明できないような応力の再配分が裏込め砂内でなされるためであると考えられる。一方、せん断試験においては破壊後にダイレイタンスーは次第に弱まって、ついには終了してしまう。このようにダイレイタンスーが終了した状態において、試料はすべり抵抗のみによって変形に抵抗するのであるから、破壊後の (K, ϕ) は最大密度状態の値に戻るのである。

中程度に締まった砂ならびにゆるい砂における K - ϕ 関係は 図-16、図-17 に示してあるが、密な砂の K - ϕ 図面得られた土圧とせん断の対応関係はそのままこれらの砂にも適用できることがわかる。

これら3枚の図から、壁変位あるいは変形の過程において、砂の単位体積重量が異なるにもかかわらず、土圧とせん断でまったく同一の (K, ϕ) 座標をとりうる状態は土圧では $h/H=\min$ 状態、せん断では最大密度状態であることは注目すべきことである。すなわち、せん断における最大密度状態は試料にダイレイタンスーがまさに開始されようとする状態であり、したがって、これに

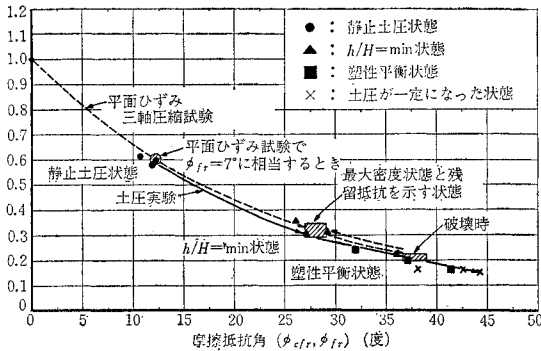


図-16 中程度に締まった砂における $K-\phi$ 図

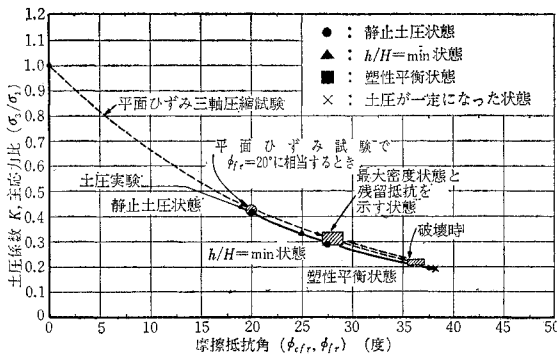


図-17 ゆるい砂における $K-\phi$ 図

対応する土圧の $h/H=\min$ 状態は裏込め砂の全体を平均的にみたダイレイタンスー開始時であると解釈せざるを得ない。このことは、特筆すべき重要な事実の発見である。

また、上述の3枚の $K-\phi$ 図面から、塑性平衡状態における土圧には平面ひずみ三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角を Coulomb 土圧式に代入すべきであることがわかる。

(2) 土圧合力の着点の挙動と裏込め砂のダイレイタンスーとの関連

前項において壁が変位すると裏込め砂全体を平均的にみたダイレイタンスー開始の壁変位の位置が明白になった。ここでは壁変位中における裏込め砂のダイレイタンスー挙動と土圧合力の着点の挙動との関連について述べる。

図-18 は平面ひずみ三軸圧縮試験で試料の最大密度状態における体積ひずみ $\Delta V/V$ と拘束圧 σ_3 の関係を示しているが、試料の初期間げき比が等しい場合、最大密度状態における試料の体積収縮量は拘束圧が大きいほど大きくなっている。このようなことは壁背後の裏込め砂の深さ方向においても当然考えられる。すなわち、壁が原位置からわずかに変位すると裏込め砂は収縮しようとする。この作用は砂層下部ほど大きく、上部では拘束

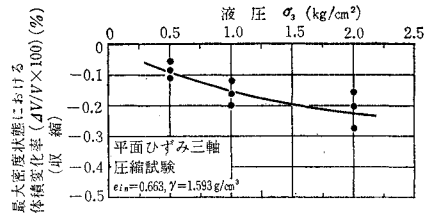


図-18 試料に作用する液圧と最大密度状態における体積変化率の関係(平面ひずみ三軸圧縮試験)

圧がほとんど0に近いために、きわめて微弱であるか、あるいはほとんどないであろう。このような裏込め砂の収縮作用は砂層の地表面を沈下させ、壁に作用する土圧を増加させる。この傾向は砂層下部ほど顕著であろう。一方、壁が前方に変位することは裏込め砂の側方の拘束を解放し、砂を膨張させると同時に壁に作用する土圧を軽減させる作用がある。このように考えると、壁の変位は裏込め砂に拘束の解放による土圧の減少と収縮作用による土圧のわずかな増加といった複雑な挙動を誘起させる。

ここで、壁の変位中における裏込め砂の深さに応ずる土圧の変化の性状を推察すると、裏込め砂上部では壁変位の開始とほとんど同時にダイレイタンスーを伴いつつ土圧は減少する。裏込め砂の下部では壁変位の初期において裏込め砂の収縮作用による土圧の増加と壁の変位による土圧の減少とが同時に起こって壁の下部に作用する土圧は壁の上部に作用する土圧に比較して減少しにくい状態となる。このために、土圧合力の着点の位置は下降することになる。前節の図-11 は上述したことを如実に表わしている。

前項の3枚の $K-\phi$ 図面ならびに表-1 で明確にされたように、壁背面の裏込め砂にダイレイタンスーが開始される壁の位置は $h/H=\min$ 状態に相当している。この位置よりも壁が変位すると、土圧合力の着点の位置は上昇するが、これは図-11 に示したように裏込め砂下部の土圧の壁変位に対する減少率が上部のそれよりも大きくなったためである。このことから、裏込め砂のダイレイタンスー挙動は以下に述べるようになっていと考えられる。壁が裏込め砂の深さ方向全域にわたりダイレイタンスーがはじまる程度まで、すなわち $h/H=\min$ 状態になるまで変位した状態において、裏込め砂上部におけるダイレイタンスーはかなりに進行している。一方、裏込め砂の下部ではその後の壁変位に対してダイレイタンスーが次第に強まり、下部における土圧の軽減作用は逐次増進されると推察される。

前報で述べたように、せん断試験において試料の最大密度状態では体積ひずみの軸ひずみに対する変化の割合 $d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$ は0であり、破壊時に $d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$ は最大値になった。せん断における最大密度状態に対応す

る土圧の $h/H = \min$ 状態では土圧合力の相対着点 h/H の壁変位に対する変化の割合 $d(h/H)/dS$ は 0 である。すなわち、土圧とせん断において、 $d(h/H)/dS$ と $d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$ はともにダイレイタンスーが開始される瞬間において 0 である。つぎに、土圧の塑性平衡状態における $d(h/H)/dS$ に注目する。まず、図-19 は壁の変位に対する $d(h/H)/dS$ の変化を示した図の一例である。壁の原位置からの変位量の増加とともに、 $d(h/H)/dS$ の値は負の値から次第に大きくなり、 $h/H = \min$ 時における $d(h/H)/dS = 0$ を経て最大値になる。さらに壁が変位すると、 $d(h/H)/dS$ は減少して 0 になり、その後の壁の移動に対して $d(h/H)/dS$ は変化しなくなる。いま、土圧が塑性平衡状態に移行するときの壁変位量を横軸に、 $d(h/H)/dS$ が最大になるときの壁変位量を縦軸にとって図示すると図-20 のようになる。この図において注目すべきことは、土圧が塑性平衡状態に移行するとき $d(h/H)/dS$ が最大になっているということである。すなわち、せん断において破壊時に

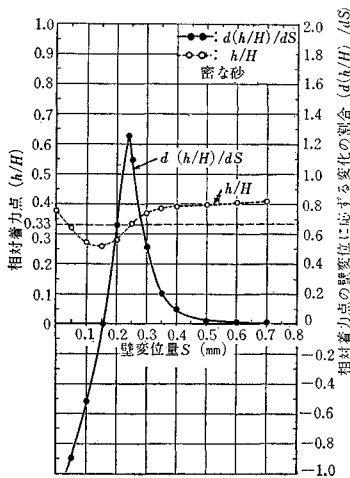


図-19 土圧合力の相対着点の壁変位に対する変化の割合を示す曲線

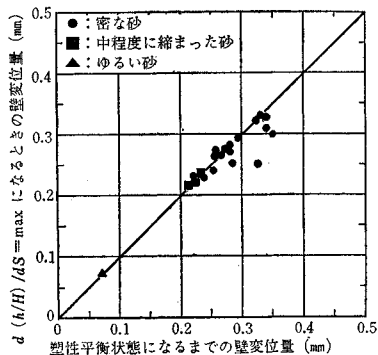


図-20 塑性平衡状態になるまでの壁変位量と $d(h/H)/dS = \max.$ になるときの壁変位量の関係

$d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$ が最大になることと同様に、土圧では塑性平衡状態において $d(h/H)/dS$ が最大になっている。

以上のことから、壁の変位中における土圧合力の相対着点の挙動、すなわち、壁背面に沿う土圧の挙動は裏込め砂のダイレイタンスー現象に支配されるというきわめて特筆すべきことが明確となった。

(3) 土圧とせん断において塑性平衡状態または破壊までに要する変形量に関する考察

壁が原位置から変位しはじめて、土圧が塑性平衡状態に移行するまでの変位量は裏込め砂が密なほど大きい。しかるに、これとまったく逆に、砂のせん断試験においては試料の破壊に要する軸方向の変形量はゆるい砂の方が大きい。このように密な砂とゆるい砂で破壊が生ずるまでに要する変形量あるいは変形量の大きさが土圧とせん断で逆になることの原因は両者における砂が破壊にいたるまでにたどる応力径路の差や変形の軸の方向のとり方の差によることであろう。しかしながら、上記の原因のほかに両者における変形の原点の位置のとり方が本質的に異なることもその一因となっていると考えられる。すなわち、土圧の場合裏込め砂は填充時において壁が変位しなくても裏込め砂の主応力面を除くあらゆる面にはすでにせん断応力が生じている。なんとなれば、填充時の土圧係数は 1.0 よりも小さいためである。このことは、填充時に裏込め砂はすでにあたかもせん断変形を受けた状態、すなわち、潜在的せん断変形を受けた状態にある。この潜在的せん断変形をせん断試験における砂に対してどのように対応させるかはとくに変形を論ずる場合かなり困難な問題である。そこで、筆者らは便宜上、前報で述べた平面ひずみ三軸圧縮試験において試料に生じている主応力の比 σ_3/σ_1 の値が土圧における静止土圧係数に等しくなるときから破壊が生ずるまでの変形量を密な砂とゆるい砂について比較した。その結果、このような変形量はゆるい砂の方が大きく、土圧実験における場合と逆の傾向があった。つぎに、土圧においてもせん断においてもダイレイタンスーが開始されるとき、すなわち $h/H = \min$ 状態と最大密度状態から破壊にいたるまでの変形量に注目する。土圧では図-4、図-5 からわかるように、上記のような変位量は依然として密な砂の方が大きい。一方、せん断においても、前報の図-25 で示したように、このような変形量は密な砂の方が大きい。すなわち土圧においても平面ひずみ三軸圧縮試験においてもダイレイタンスーを開始してから破壊にいたるまでの変形量は密な砂の方がゆるい砂よりも大きいということであって、このことは注目すべきことである。なお、平面ひずみ三軸圧縮試験における試料の側方変形について上述したような考察を加えたところ、上

記と同様の結果が得られた。

6. 結 語

大型振動砂槽により、無振動状態のもとで壁を変位させて変位に応ずる土圧を計測した。得られた結果を前報に述べた平面ひずみ三軸圧縮試験結果とまず $K-\phi$ 図面を用いて比較した。その結果、力関係に関するかぎり土圧とせん断とはかなりによく合致することがわかった。また、このことから驚くべき事実として、壁の変位に応ずる土圧合力の着力点の位置の変化の様相は裏込め砂のダイレイタンスの影響をかなりに受けるようであることがわかった。すなわち、土圧合力の着力点の下降は試料の収縮に対応し、着力点が最も下方に位置する状態 ($h/H = \min$ 状態) は試料の最大密度状態に対応し、着力点の上昇は試料の膨張に対応している。さらに、壁の変位に対する土圧合力の相対着力点の変化の割合 ($d(h/H)/dS$) ならびに試料の軸方向ひずみ ϵ_1 に対する体積ひずみの変化の割合 ($d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$) はともに塑性平衡状態あるいは破壊時に最大値となるという重大なことがわかった。要するに、裏込め砂は壁がわずかに変位すると、ダイレイタンスを起こしてそれから破壊にいたるのである。

この研究により、土圧をすべり抵抗とダイレイタンス抵抗にわけて考えるための糸口をつかんだように考えられる。しかしながら、土圧とせん断で変形量の比較をする場合に、つぎのことがまず問題となることがわかった。すなわち、土圧において裏込め砂は静止土圧状態において $K=1.0$ ではないから、いわゆる潜在性のせん断変形を受けた状態にある。そのために、土圧が塑性平衡状態になるまでの壁の変位量と通常行なわれるせん断試験から求まる破壊に要する変形量を直接対比できないことがわかった。以下、この研究から得られた結果を要約するがとくにことわらないかぎり、裏込め砂に豊浦標準砂を用いた実験結果についてである。

(1) 壁の上部に取付けた荷重計は裏込め砂上部の砂による土圧を、壁の下部に取付けた荷重計は裏込め砂下部の土圧の性状をきわめて忠実に計測する。

(2) 裏込め砂の上部と下部では壁の変位に対して異なった土圧変化の様相を呈する。これは裏込め砂が受ける拘束圧の差に起因する。

(3) この実験において、密な砂の充填時の土圧係数は $K=0.85$ 程度、壁摩擦係数は $\tan \delta=0.08$ 程度、土圧合力の相対着力点は $h/H=0.4$ 程度であるが、この値が静止土圧状態の土圧性状を意味するのではない。なんとすれば、裏込め砂は充填時にパイプレーターで締められたり、壁にわずかではあるが、弾性変形が生じ

て、裏込め砂内の応力分布が不均一な状態となるためである。

(4) 壁がわずかに変位して ($S=0.02$ mm 程度)、 h/H が最初に 0.33 になるとき、壁背面の裏込め砂の土圧係数は深さ方向に一樣に分布し、このときがこの実験における静止土圧状態である。この状態における土圧係数は密な砂で $K_0=0.75$ 程度である。

(5) 土圧が塑性平衡状態になる壁変位の位置は壁が変位して土圧合力の相対着力点 h/H が 2 度目に 0.33 になる位置である。裏込め砂が密な場合、塑性平衡状態になるまでの平均壁変位量は $S=0.31$ mm 程度である。

(6) 裏込め砂が密な場合、塑性平衡状態における土圧係数は $K_A=0.17\sim 0.19$ 程度、壁摩擦係数は $\tan \delta=0.51$ ($\delta=27^\circ$) 程度である。

(7) 裏込め砂がゆるい場合、充填時において土圧係数は $K=0.37$ 程度、壁摩擦係数は $\tan \delta=0.31$ ($\delta=17^\circ$) 程度、 $h/H=0.4$ 程度である。この値は密な砂に比較して K ははるかに小さく、 $\tan \delta$ はかなり大きい、 h/H はほぼ等しい。

(8) 裏込め砂がゆるい状態においては壁が $S=0.01$ mm 程度変位すると静止土圧状態となるが、この壁の位置で $K_0=0.35$ 程度、 $\tan \delta=0.33$ ($\delta=19^\circ$) 程度である。この値は上記(7)と同様に、密な砂に比較して K_0 は小さく、 $\tan \delta$ は大きい。

(9) ゆるい砂では塑性平衡状態になるまでの平均壁変位量は $S=0.075$ mm 程度であって、これは密な砂よりもかなり小さい。この状態における土圧係数は $K_A=0.25$ 程度であって、密な砂のそれよりも大きい、 $\tan \delta$ は 0.51 程度であって、密な砂における場合とほとんど等しい。

(10) 裏込め砂の粒径が異なる場合、粒径が大きいほど塑性平衡状態になるまでの壁変位量は大きい。裏込め砂が密である場合、上記の変位量 S は平均粒径が $D_{50}=0.19$ mm である豊浦標準砂で $S=0.31$ mm 程度、 $D_{50}=0.85$ mm である矢作川砂で $S=0.38$ mm 程度である。

(11) Terzaghi が $D_{50}=0.78$ mm 程度と推定される密な砂を用いて行なった土圧実験において塑性平衡状態になる壁変位量は $S=0.5$ mm 程度である。これは上記(10)の矢作川砂の壁変位量のオーダーとよく一致している。このことから、塑性平衡状態になるまでの壁変位量 S については壁高 H で除した無次元量 S/H よりもむしろ壁の変位量そのものが重要であると考えられる。

(12) この実験における側壁摩擦の影響は、変位がかなり増進した塑性平衡状態においても、土圧合力の実測値の 10% 以下である。したがって、実測値から求めた裏込め砂の内部摩擦角 ϕ_{cf} の値は $1\sim 2^\circ$ 程度大きく目

に評価したことになる。また、この状態における土圧合力の相対着力点の計測誤差も 10% 以下である。

(13) $K-\phi$ 図面において豊浦標準砂を用いた土圧実験と平面ひずみ三軸圧縮試験の結果を比較すると両者は比較的良好一致し、両者の (K, ϕ) 値が変位あるいは変形に応じて変化する経路は塑性平衡状態または破壊までは一致した。

ここで特筆すべき重大な発見は、土圧における $h/H = \min$ 状態の (K, ϕ) は裏込め砂が密な状態、ゆるい状態ともほぼ等しく、かつ、せん断における最大密度状態と一致したことである。このことは土圧を裏込め砂のすべり抵抗による土圧とダイレイタンスー抵抗による土圧に分離して考えうることを暗示するものである。

(14) 壁の変位に応ずる土圧合力の着力点の変化の様相は壁背面の裏込め砂の体積ひずみの変化の様相にきわめてよく似ており、着力点の下降は裏込め砂の収縮に対応し、着力点の上昇は裏込め砂全域の膨張に対応している。また、壁の変位に応ずる土圧合力の相対着力点の変化の割合 $(d(h/H)/dS)$ は塑性平衡状態において最大になり、一方、せん断における試料の軸方向ひずみ ϵ_1 に応ずる体積ひずみの変化の割合 $(d(V/V)/d\epsilon_1)$ は破

壊時に最大になる。

(15) 土圧において、 $h/H = \min$ 状態から塑性平衡状態までの壁変位量はゆるい砂よりも密な砂の方が大である。この関係はせん断において最大密度状態から破壊までの変形量を考えたときには成立する。

最後に、この研究において数多くの土圧実験を行なった大学院生 浅井勝稔、菱田一男の両君の労に感謝する。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K.: "Large Retaining-Wall Tests, A series of five papers reporting fundamental results, 1-Pressure of Dry Sand", Engineering News-Record, Vol. 112, 1934, pp. 136-140.
- 2) 市原松平・松沢 宏: "平面ひずみ状態と軸対称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, pp. 47-59.
- 3) Ichihara, M.: "Dynamic Earth Pressure Measured by a New Testing Apparatus", Proc. of the 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 1965, pp. 386-390.
- 4) 市原松平: "裏込め砂の塑性平衡時における動的土圧について", 日本地震工学シンポジウム, 1966, pp. 121-126.
- 5) 最上武雄編著: "土木工学叢書 土質力学 第 6 章 土の動的性質", 1969, pp. 653-659.

(1969. 8. 15・受付)