32　振動中の土砂の塑性平衡時の確認

名古屋大学工学部　正員　市原松平
〃 大学院　学生員　○松沢宏

1 緒　　論

この研究は大型振動砂槽を用いて振動中に壁体に作用する土圧の計測を行ない，壁を変位させた場合の裏込土砂の塑性平衡状態の判定ならびに塑性平衡時における土圧三要素の性状を解明するものである。ここに土圧三要素とは土圧合力，土圧合力の着力点ならびに壁摩擦角の略記である。ここでは振動中に壁が変位したときに土圧三要素がいかなる変化をしめすか，また裏込土砂が塑性平衡状態となるときの壁変位量はどれぐらいであるかについてのべる。

静的時に壁が変位すると，塑性平衡時に裏込土砂の内部摩擦角ならびに壁摩擦角は最大となり，土圧合力の着力点は一様に分布している。このときの土圧合力の着力点は壁高の下から1/3の高さである。振動中に壁が変位する場合においても，塑性平衡時に上述と同じことが考えられる。

2 実験装置ならびに実験概要

図1に示すように実験装置は起振部と砂槽とからなる。起振部において起振モーターの回転はクランクシャフトを経てピストンロッドの水平方向の往復運動に変換される。砂槽（長さ2.0^{m}，巾1.0^{m}，高さ75^{cm}）は水平な板ばね（厚さ3^{cm}，高さ30^{cm}，長さ2.2^{m}）6枚で基礎の擁壁から懸垂され，このため砂槽は水平方向にきわめて円滑に変位する。砂槽はやわらかい円筒ばねを通して起振部のピストンロッドから強制力を受け，深さ55^{cm}に気乾状態の砂（γ=1.59 g/cm^3）を填充した状態（総重量約3.5^{ton}）で振動数$3.3^{c.p.s}$，最大加速度約600^{gal}

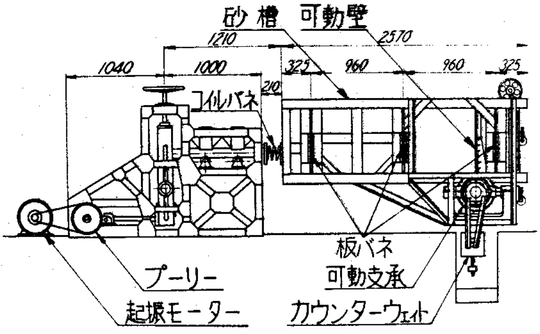

図 1

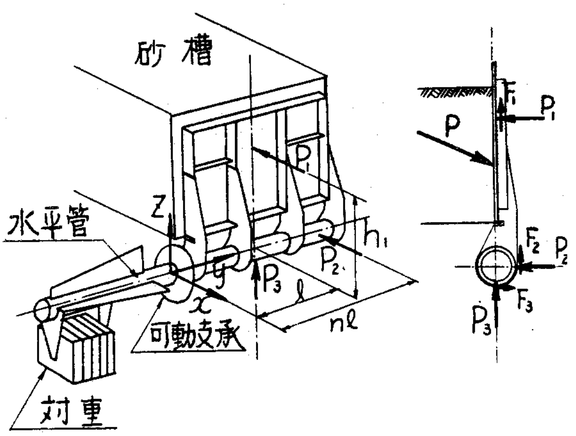

図 2

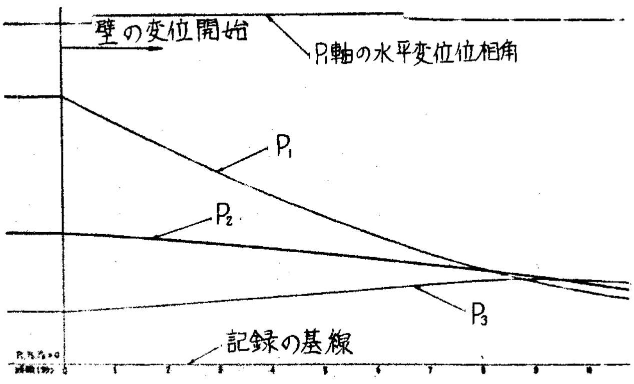

写真 1

までの正しい正弦波形の加速度波形をもつ水平振動を起こすことができる。

土圧を受ける可動壁は図2-bに示すように壁の内面が水平管の軸心を通るように水平管に固定され，水平管は可動支承に支持されている。可動支承は図2-aに示すように支承の中心を原点とするx,y,z軸を中心にして回転することができる。可動支承に対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，振動中に可動壁に作用する慣性力による支承のまわりの回転モーメントと対重による回転モーメントがつり合って振動中に壁は砂槽に対して静止の状態を保つ。

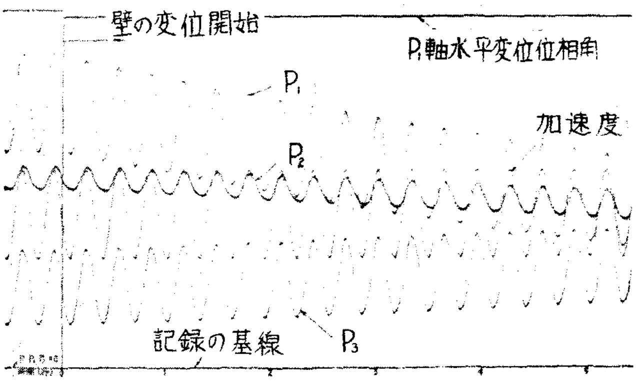

写真 2

図2-aにおいて，P_1,P_2,P_3は荷重計の位置ならびに土圧の反力の名称である。壁に土圧が作用するとき，可動壁は水平方向にはP_1,P_2荷重計ならびに可動支承で，鉛直方向にはP_3荷重計と可動支承で支持される。これらの荷重計ならびに可動支承を変位させて可動壁を変位させることができる。P_1荷重計のみを変位させると，可動壁はy軸を中心に回転による変位をする。各荷重計と可動壁との接触点には滑動板を挿入して壁が変位するときに起こり得る摩擦力をできるかぎり小さくしてある。

今回はP_1荷重計のみを変位させた場合の実験についてのべる。

荷重P_1,P_2,P_3より土圧三要素は次式より求する。

$$
(1)\quad \begin{cases} P\cos\delta = P_1 + P_2 \\ h = \dfrac{P_1 \cdot h_1}{P_1 + nP_2} - 20 \quad \text{(cm)} \\ \tan\delta = \dfrac{P_3}{P_1 + nP_2} \end{cases}
$$

ここに，hは砂槽底面から土圧合力の着力点までの高さ，h_1は水平管の軸心からはかったP_1荷重計までの高さ，$n=1.5$である。土圧係数は次式より求する。

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

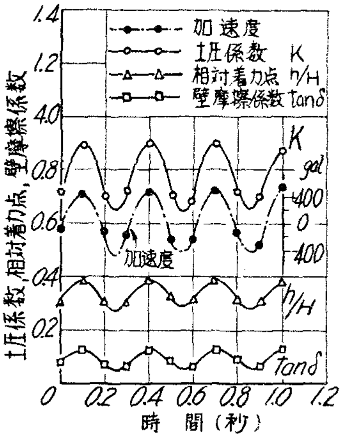

図 3

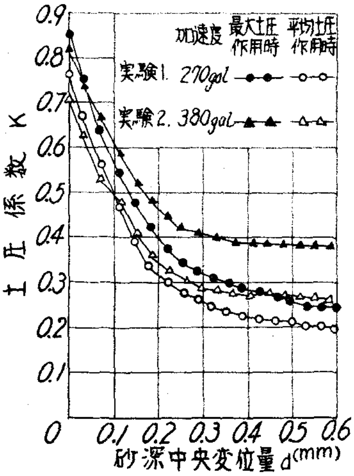

図 4

ここにbは壁の巾で1.0^{m}，Hは壁高でありH＝55^{cm}で実験した。荷重計は磁わい式振動荷重計を使用した。

土圧の計測にさきだち，荷重計と可動壁の静的ならびに動的検定を行なった結果，次のことがわかった。

（i）荷重計に正弦波形をもった振動荷重が作用するとき，荷重計は正しい計測を行なう。

（ii）可動壁に正弦波形をもった振動荷重が作用するとき，可動壁は正しい応答を示し，各荷重計は外力と同一位相の正弦波形の荷重を計測する。

（iii）砂槽に水を填充して可動壁を変位させると，P_1, P_2荷重計は正しい計測をするが，P_3荷重計は過小に計測する。これは図2-bに示すように，P_1, P_2荷重計と可動壁との間に生ずる摩擦力F_1, F_2が上向きに作用するためであり，荷重P_3に対してはこの補正を行なう。

土圧の計測は土圧係数0.1〜0.0，相対着力点h/H＝0.4〜0.45となるように豊浦標準砂をバイブレーターで密に填充したのち，加速度0〜約600^{gal}の種々の値に対して行なった。

3 実験結果ならびにその考察

写真1は静的土圧実験記録の，写真2は振動土圧実験記録の一例である。これらの写真より次のことがわかる。

（i）壁が変位しはじめると同時に荷重P_1, P_2はともに減少するが，P_3は増加する。

（ii）水平加振力が正弦波形で与えられると，荷重P_1, P_2, P_3は正弦波形で振動し，それらは近似的に同一位相である。

写真2の記録より式(1)を用いて振動中の土圧三要素を求めると図3のようになる（土圧合力のかわりに土圧係数を用いて表示した）。図の横軸は時間，縦軸は土圧三要素の諸量である。ここで，$P\cos\delta$の最大値を最大土圧合力，最大値と最小値の平均値を平均土圧合力ということにする。

図4は壁を変位させたときの土圧係数の変化をあらわしている。横軸は砂深中央点$(H/2)$における壁変位量dである。この図から，加速度が大きいほど土圧係

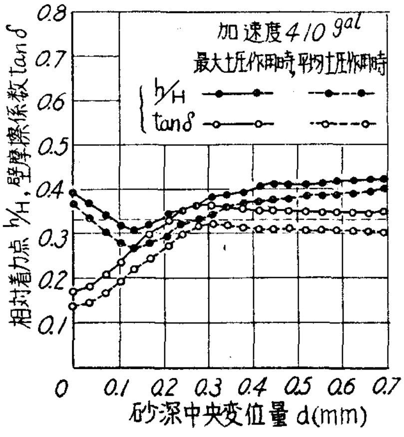

図 5

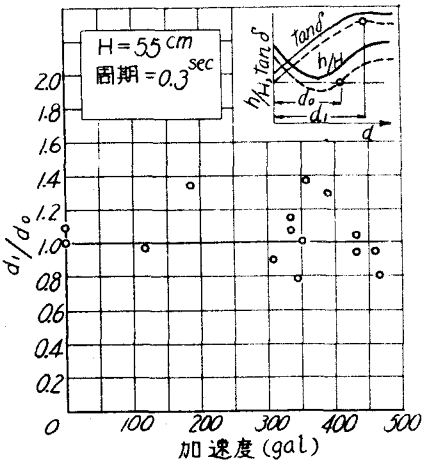

図 6

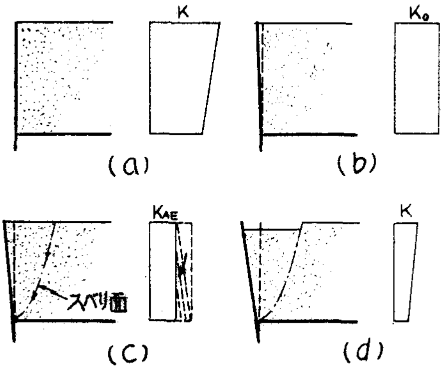

図 7

数の減少は緩慢となり，土圧振巾は増大することがわかる。

図5は振動中における相対着力点 h/H と壁摩擦係数 $\tan\delta$ の壁変位量 d に対する図である。この図より，壁が変位すると最大土圧作用時，平均土圧作用時ともに相対着力点は2回0.33となる。このときの裏込土砂の土圧係数分布は一様であると考えることができる。したがって，裏込土砂の塑性平衡状態は h/H が0.33となるときのいずれかであると考えられる。

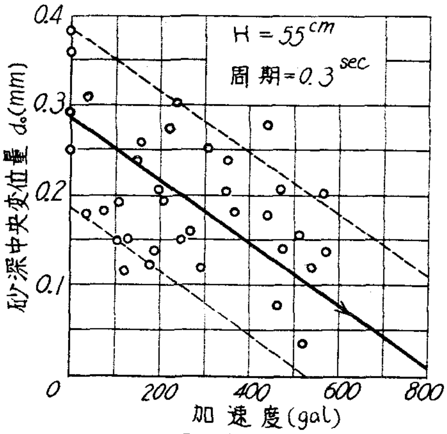

図 8

一方，塑性平衡状態において $\tan\delta$ は最大であるから塑性平衡状態は $\tan\delta$ が最大となるときの壁変位量にもっとも近い平均土圧合力の h/H があとから0.33となるときと考えられる。図6は平均土圧合力の h/H があとから0.33となるときの壁変位量 d_0 と $\tan\delta$ が最大となるときの壁変位量 d_1 との比の加速度に対する図である。この図の d_1/d_0 の値はかなりばらついているが，実験を行なった範囲でこの値は1.0とみなせる。

図7は振動中に壁を変位させたときの土圧係数分布の様子をあらわしたものである。図において，(a)は裏込砂填充時の状態であり，このとき土圧係数は上方が大きい。(b)は壁がわずかに変位し上方の土圧係数が減少して一様な分布となったときで，このとき h/H がはじめに0.33となるときに相当する。さらに変位が進行すると，土圧係数は上方から漸次減少し，(c)に示すように，ふたたび土圧係数は一様な分布となり，このときが h/H があとから0.33となるときに相当する。その後，土圧係数分布は(d)のようになると考えられる。

図8は壁を変位させてから塑性平衡状態になるまでの壁変位量を加速度に対してプロットしたものである。図によると，裏込土砂は加速度が大きいほど早く塑性平衡状態となり，加速度が約800 gal で裏込土砂は液状化すると考えられる。

4 結　語

実験を行なった範囲内で，壁体に作用する土圧三要素は壁が変位すると次のような性状を示す。

(i) 土圧係数は漸近的に減少するが，水平加振力が大きいほど平均土圧は高く土圧振巾も大きくなる。

(ii) 塑性平衡状態は平均土圧合力の h/H があとから0.33となるときである。なんとなれば，このとき $\tan\delta$ は最大であると見なせる。

(iii) 塑性平衡状態となるまでの壁変位量 d は水平加振力が大きいほど小さくなる。

参考文献

市原松平："擁壁に作用する動的土圧"，土木学会関西支部中部支部昭和41年度講習会テキスト，PP.79～90，昭和41年3月．

市原松平："裏込土砂の塑性平衡時における動的土圧について"，日本地震学会シンポジウム講演集，PP.121～126，昭和41年10月．