

名古屋大学 正会員 松澤 宏
中日本建設コンサルタンツ(株) 正会員 尾藤 宜信

1. はじめに

地震加速度が増加すると、地震時受働土圧の大きさは減少することが2・3の土圧算定法により指摘されている。しかしながら、これに関する実験的検討は数少なく、しかも地震時受働土圧の特性はあまり明確にされていない。ここでは、室内の大型振動砂槽を用いて行った地震時受働土圧実験から得られた結果について報告する。

2. 実験装置ならびに実験方法

実験に使用した大型振動砂槽は、内法寸法が長さ200cm×幅200cm×深さ75cmの軟鋼製であって、側壁の一面が土圧を計測する可動壁になっている。可動壁の寸法は高さ50cm×長さ200cmであって、その下端は砂槽底面より25cm上方に位置している。振動中に可動壁に作用する慣性力が土圧に及ぼす影響を除去するために、可動壁は図1に示すように左右対称の2枚に分離されており、それぞれのバランスが調整されている。可動壁に作用する土圧の合力、合力の着点ならびに壁面摩擦の計測には合計10個の荷重計を使用している。詳細については文献1)を参照されたい。

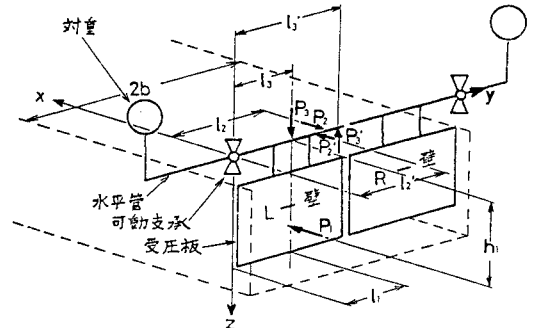


図 1

実験には気乾の豊浦標準砂を使用し、砂槽中詰め砂の密度を $\gamma_d = 1.57 \text{ g/cm}^3$ ($D_r = 78\%$ 以下、これを密砂と称する)と $\gamma_d = 1.47 \text{ g/cm}^3$ ($D_r = 46\%$ 以下、これをゆるい砂と称する)の2種類に変化させた。砂槽内に砂を所定の密度に詰め、2.67 Hzの安定した振動のもとで可動壁を中詰め砂に傾けて変位させ、変位に依る荷重計の読みを連続的に記録した。なお、中詰め砂中で推定される拘束圧 ($\sigma_3 \approx (200 \sim 300) \text{ g/cm}^2$) のもとでの三軸圧縮試験による

と、この砂の内部摩擦角 ϕ は密砂で $\phi = 45.2^\circ$ 、ゆるい砂で $\phi = 42.8^\circ$ であった。この ϕ より平面ひずみ状態の内部摩擦角 ϕ_0 を推定すると、それぞれ $\phi_0 = 49.2^\circ$ と 46.3° であった。

3. 実験結果と考察

密砂における土圧係数 K 、土圧合力の相対着点 h/H は

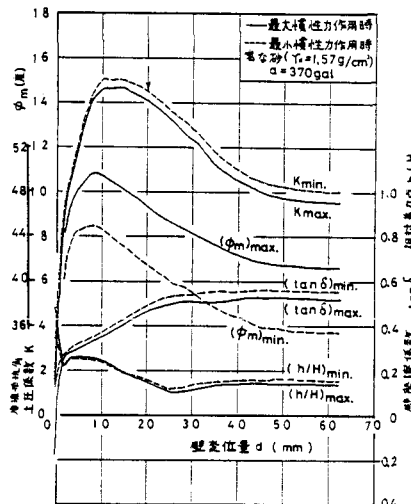


図 2

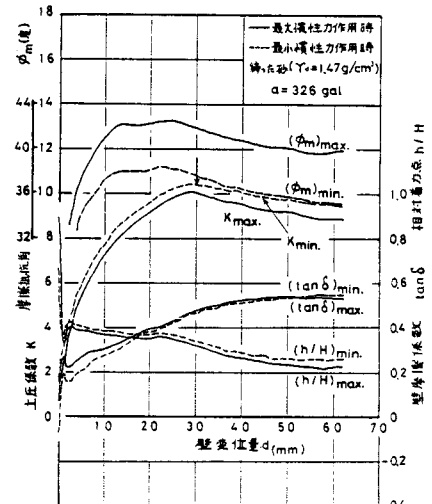


図 3

らびに壁摩擦係数 $\tan \delta$ の値を壁の変位量 δ を横軸にとりて示した一例が図2である。実験における加速度 a は $a = 370 \text{ gal}$ である。ここに、 h は可動壁下端から上圧合力の着点までの高さ、 H は壁高であって $H = 40 \text{ cm}$ で実験した。図には K , ϕ , $\tan \delta$ それぞれについて最大慣性力作用時と最小慣性力作用時の値が示されている。最大慣性力作用時とは振動中に慣性力が可動壁から中詰め砂に何かって作用し、その絶対値が最大になった時を称し、この逆を最小慣性力作用時という。図には、対数から線法により K と δ の実測値を満足するための砂の摩擦角 ϕ を示した。また、図中の矢印はすべり面が地表面に現れた時を示している。締まった砂に対する結果を図2と同様に示したものが図3である。

図2, 3より、(1) ϕ は K と逆位相で振動していること、(2) ϕ_m が最大値に達したのちに K は最大値に達すること、(3) K が最大値に達したのちにすべり面が地表面に現れること、(4) すべり面が地表面に現れた後も $\tan \delta$ の値は増加し続けることなどがわかる。

図4は最大慣性力作用時における土圧係数について、 K の最大値 K_p と ϕ_m の最大時 ($\phi_m = \max$ 時) の土圧係数 $K_{\phi=\max}$ を加速度に対して示した図である。この図にみれば、密砂の土圧係数は加速度の増加に対して減少する傾向を示したが、締まった砂ではこのような傾向は見られなかった。また、 K_p の値は $K_{\phi=\max}$ に対して密砂で約5%、締まった砂で約9%大きい。この理由は、図5に示したように、 $\phi_m = \max$ 時における $\tan \delta$ の値に対して、 K の最大時における $\tan \delta$ の値が大であることに由来する。なお、図には示していないが、一連の壁変位の過程に対して得られた最大慣性力作用時における ϕ_m の最大値は、密砂において $49 \sim 52.5^\circ$ であり、締まった砂で $39.3 \sim 43^\circ$ であった。密砂における ϕ の値は前述した ϕ の推定値に良い合致を示している。 K の最大時における ϕ_m の値は、密砂で平均0.7%、締まった砂で2.4%の減少が見られた。図4には参考のために、 K の最大時における δ の実測値の平均値を用いて計算した対数から線法による地震時土圧係数と実線で示してある。図示したように、密砂では $\phi = 49 \sim 50^\circ$ とした計算値が実測値に比較的良好に合致している。これに対して締まった砂では実測値を満足させるための内部摩擦角の値を加速度に依りて増加させる必要があるという結果が得られた。

4 おわりに

以上に述べたことから、密砂における地震時受働土圧は加速度が増加すると減少する傾向にあることがわかった。また、この実験より、 K と δ の実測値ならびにこれらの値を満足させるための対数から線法における内部摩擦角の値は壁変位中にそれぞれ最大値を示すが、最大値を示す壁変位の位置は互に異なっていた。このことから、中詰め砂のせん断破壊と壁面に沿うすべりは同時に発生しないことが推定される。
注：この研究の一部は昭和55年度文部科学省研究費(振B)に利用された。

<参考文献>

- 1) 市原松平, 松澤宏, 中道神尾敬信: "地震時受働土圧の予測", 第5回日本地震工学シンポジウム講演要旨, 1978年11月, pp. 809~816.
- 2) 市原松平, 松澤宏: "平面(すべり)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, No. 172, 昭和45年, pp. 47~59.

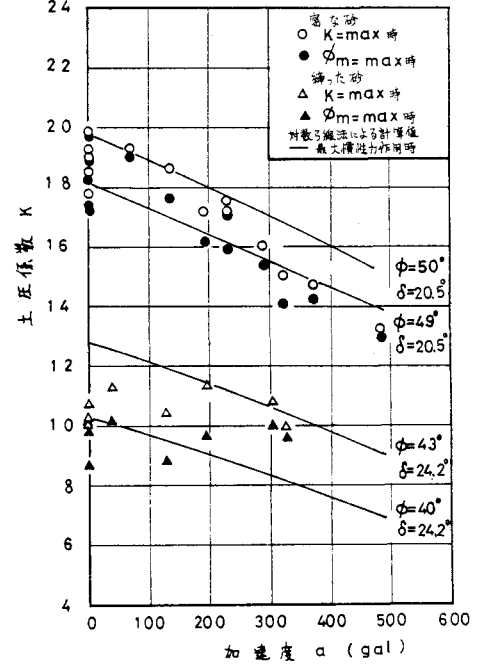


図4

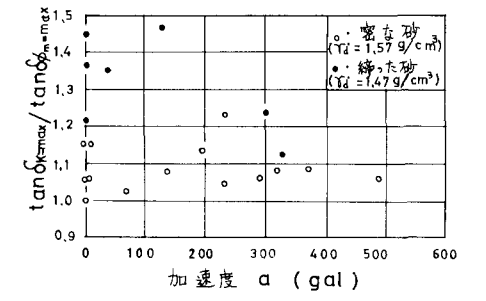


図5