

地震時等の地盤における動的土圧の合力及びその作用位置について

On a Resultant force and Action Point of Dynamic Earth Pressure under the Seismic Ground

苦小牧高専 ○ 正 員 澤 田 知 之 (Tomoyuki Sawada)
 フェロー 能 町 純 雄 (Sumio G. Nomachi)
 苦小牧高専 正 員 近 藤 崇 (Takashi Kondou)

1. まえがき

筆者等がこれまでに行ってきた一連のモデル地盤に於ける振動台実験から、振動時地盤の動的土圧分布や振動土圧振幅は、線形分布や一定とはならず非線形となる(図-1)ことが明らかとなった。特に加速度が大きな低周波入力時には静止状態と大きく異なるという結果が得られている¹⁾²⁾。

本稿は、振動台による動的モデル地盤の実験を剛な壁面に対する動的土圧として捉え、その合力と作用位置の検討を模型実験供試体(図-2)を解析対象として考察したものである。

2. 解析概要

既往の研究では、土は弾性体として2次元弾性論の平面歪み状態に於ける動的解析を行って弾性解を求めている³⁾。よって振動時全土圧 P_a は、常時土圧 P_{a1} と振動時土圧 P_{a2} の和として以下の(1)式のように示される。尚、解析諸元は図-2に示すような実験模型を対象とした。

$$P_a = P_{a1} + P_{a2} = \rho g b \left\{ \frac{(1-2h)}{2} b \pm \frac{4K}{P^2 \pi^2} P_{a2}' \right\} \quad (1)$$

ここで、 $h = G / (2G + \lambda)$ であり P_{a1} 、 P_{a2}' は次のように表される。

$$P_{a1} = \int_0^b \sigma_{x1} dy = \frac{(1-2h)}{2} \rho g b^2 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} P_{a2}' = \sum_m \frac{(1-(-1)^m)}{2} \left[b e^{\left(\left(1 - \frac{2}{\pi} \frac{\psi_m(0)}{\beta_m'} \right) \frac{P^2}{\beta_m'^2} + \frac{\psi_m'(0)}{\beta_m'} - \frac{\psi_m(0)}{\beta_m} \right)} \right. \\ \left. + X_m \frac{m e b}{\pi} \left\{ -4h(me)^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m(1)}{\beta_m} + \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + 2P^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} \right) + 2(1-2h)P^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \right. \\ \left. + Y_m \frac{b}{\pi} \left\{ 2h(me)^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} - \frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} + \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + (1-2h)P^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \right] \quad (3) \end{aligned}$$

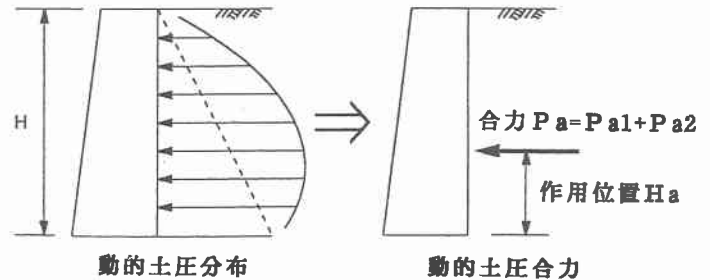


図-1 一般図

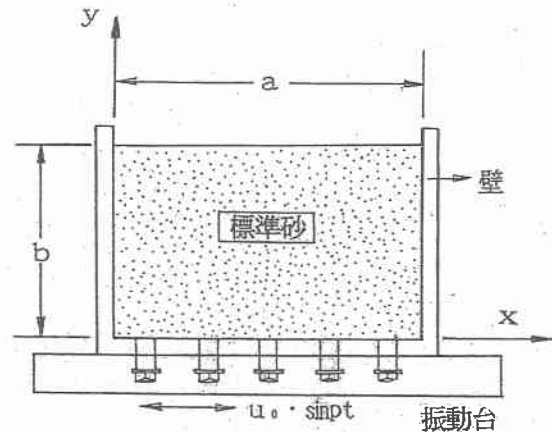


図-2 実験供試体

同様に、壁先端に於ける転倒モーメント G_a から作用位置 H_a は次式で示される。

$$H_a = \frac{G_a}{P_a} = \frac{(1-2h)b^2 P^2 \pi^2 \pm 24K g_{a2}'}{3 \left\{ (1-2h)b P^2 \pi^2 \pm 8K P_{a2}' \right\}} \quad (4)$$

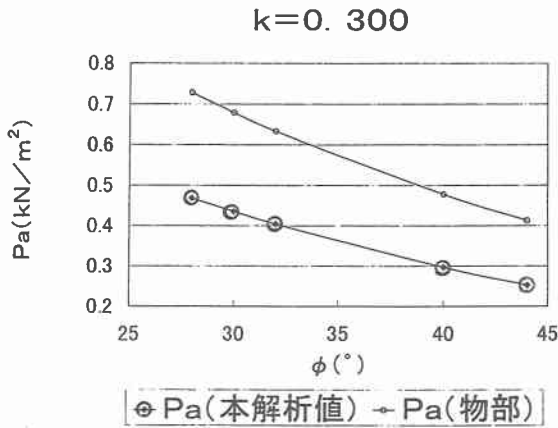
$$\begin{aligned} g_{a2}' = \sum_m \frac{(1-(-1)^m)}{2} \left[b^2 e^{\left(\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\pi} \frac{\psi_m(0)}{\beta_m'} \right) \frac{P^2}{\beta_m'^2} + \frac{2h}{\pi} \left(\frac{\psi_m'(0)}{\beta_m'} - \frac{\psi_m(0)}{\beta_m} \right) \right)} \right. \\ \left. + X_m \frac{m e b^2}{\pi} \left\{ -4h(me)^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{1}{\beta_m'^2 \pi} - \frac{\phi_m(1)}{\beta_m} + \frac{1}{\beta_m'^2 \pi} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + 2P^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{1}{\beta_m'^2 \pi} \right) + 2(1-2h)P^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{1}{\beta_m'^2 \pi} \right) \right\} \right. \\ \left. + Y_m \frac{b^2}{\pi} \left\{ 2h(me)^2 \left(\frac{1}{\beta_m'^2 \pi} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} - \frac{1}{\beta_m'^2 \pi} + \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + (1-2h)P^2 \left(\frac{1}{\beta_m'^2 \pi} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \right] \quad (5) \end{aligned}$$

上記、式中 ρ : 密度、 K : 震度、 p : 円固有振動数 $e = b/a$ 等である。また、 X_m 、 Y_m は境界未知数であり境界条件³⁾より定められる。同様に ϕ_m 、 ϕ'_m 、 ϕ_m 、 ϕ'_m などは深さ方向のパラメータ $\eta = y/b$ で一義的に決まる関数である。

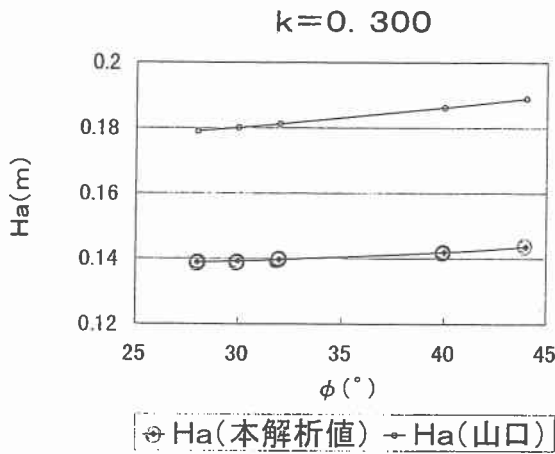
3. 計算結果及び考察

いま図3～4に震度 K を 0.3、壁摩擦角 $\delta=0$ で土の内部摩擦角 ϕ を 28° 、 30° 、 32° 、 40° 及び 44° の場合の動的土圧合力 P_a とその作用位置 H_a の結果を示す。この結果より、物部の式⁴⁾による P_a 、山口の式⁵⁾による H_a の両者よりともに本解析値の方が小さい値となった。これは、動的土圧合力に関しては物部の式は過大評価となることが考えられる。

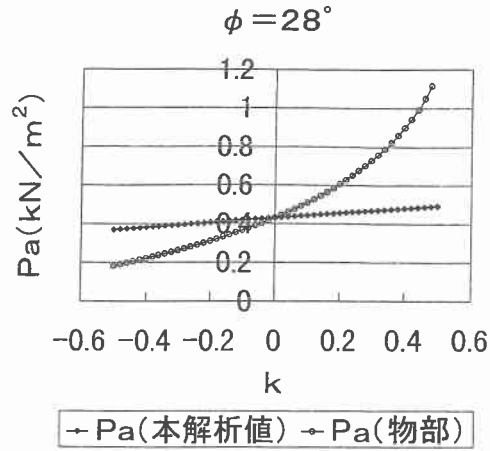
一方、作用位置については本解析値が安全側に計算されることになる。結果全体としては、 ϕ が増加すると P_a は土の締め固めにより、かなり減少し、 H_a は逆にわずかであるが、上方に移動し危険側に移行する。



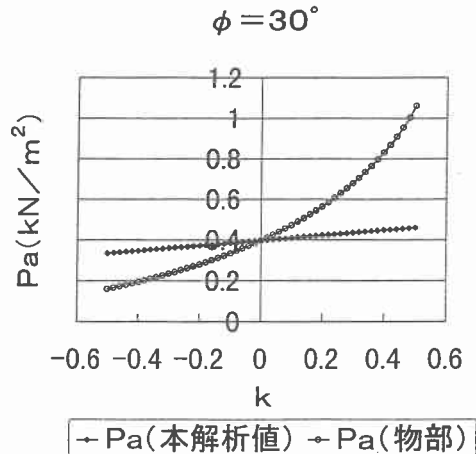
図－3 ϕ の変化による動的土圧合力 (P_a)



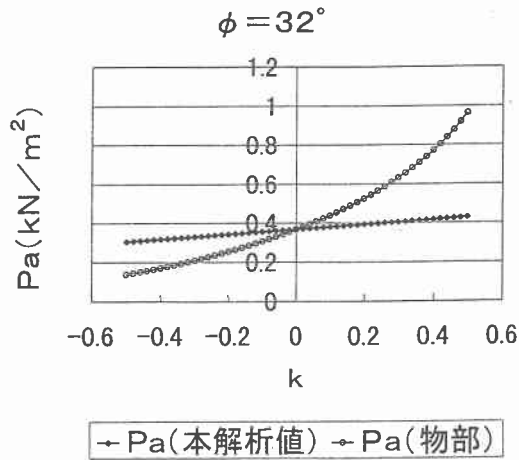
図－4 ϕ の変化による作用位置 (H_a)



図－5 震度の変化による $P_a (\phi=28^\circ)$



図－6 震度の変化による $P_a (\phi=30^\circ)$



図－7 震度の変化による $P_a (\phi=32^\circ)$

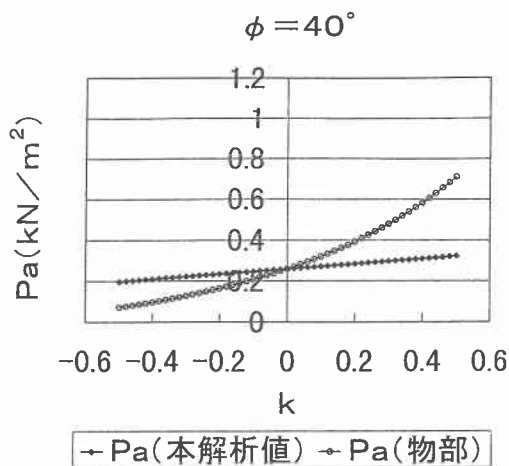


図-8 震度の変化による $P_a(\phi=40^\circ)$

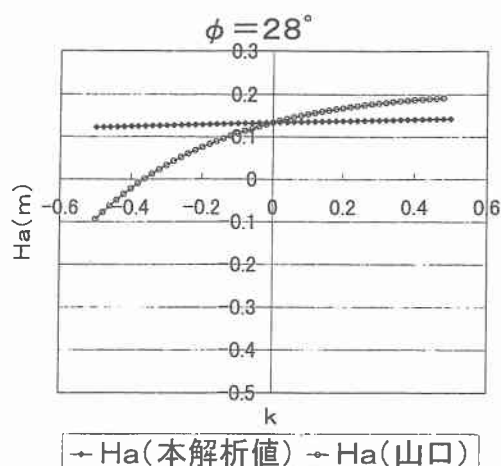


図-10 震度の変化による $H_a(\phi=28^\circ)$

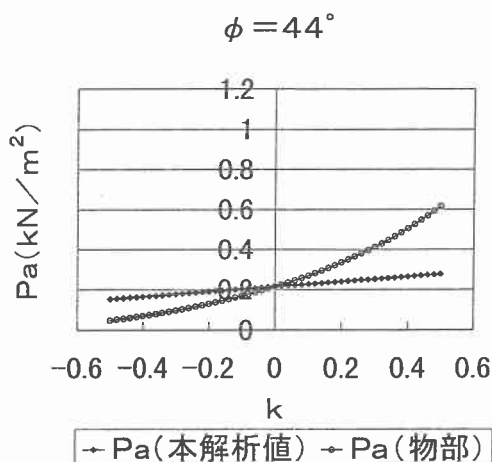


図-9 震度の変化による $P_a(\phi=44^\circ)$

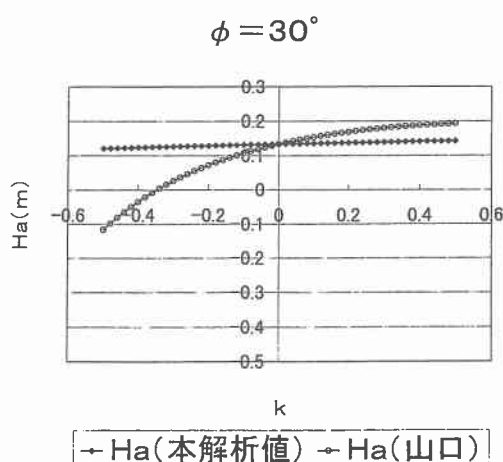


図-11 震度の変化による $H_a(\phi=30^\circ)$

次に ϕ を安息角である 28° 、一般土壌として 32° 本実験で用いた標準砂の ϕ として 44° とし、加えて ϕ を 30° と 40° で各々固定させ、震度 K の変化による P_a と H_a の結果を図5～14に示す。震度が0の時、つまり静的状態では本解析値と物部、山口の両式の値は一致しており妥当である。次に K を変化させ動的状態に移ると、 ϕ が大きくなること K が正の領域で P_a は前述同様小さくなる。ここで K の正の領域とは壁を押す方向の加速度が作用する場合であり、 K の負の領域では壁から土塊が離れる方向に加速度が作用する状態を表す事となる。 H_a について見ると ϕ が大きくなるに従い、 K が正の領域ではわずかに上方に移り、不安定側に移行している。物部式の P_a は加速度 K が正の領域で増加するに従い、急激に大きくなる。

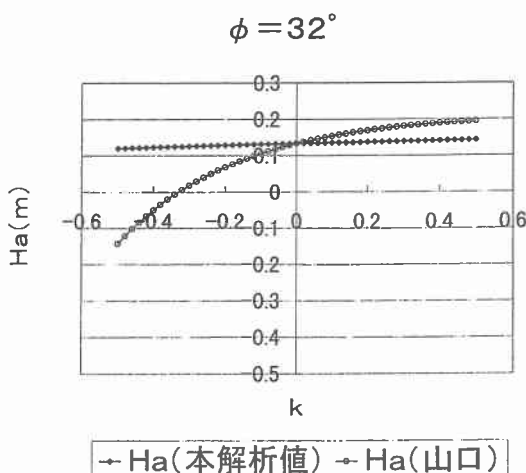


図-12 震度の変化による $H_a(\phi=32^\circ)$

一方、山口式(H_a)の値が、大きな負の加速度領域では非線形的に減少し、地盤内部に作用位置が発生するという不条理な結果を示す。本解析値では、作用位置が加速度の変化で5 cmの範囲内で移動する結果となった。また、 P_a については、負の加速度領域では本解析値が物部の式の結果より大きく示される。絶対値から見て物部式による P_a では正の加速度方向、つまり壁を押す方向の加速度が作用する場合に過大に評価され不経済設計になると言える。

4. 今後の課題

以上、動的土圧の合力と作用位置について、振動台模型実験を解析対象としたシミュレーションを行った報告であるが、実寸法で行う必要がある。

また壁の摩擦角 δ を 30° で固定し、 ϕ の変化による H_a を計算した結果、作用位置のずれは2 mm程度と極めて小さい結果となった。

一方、 $\phi = 28^\circ$ で、震度 $= -0.5$ と比較すると、 $\delta = 0^\circ$ と 30° では10 cm程度の作用位置の移動が見られ、これは、実験モデル地盤の厚さが50 cmであることを考慮比較するとかなり大きな差異となる。

今後、物性等のパラメータを多く変えて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 澤田・能町・近藤：地震時地盤における深さ方向の慣性力分布の模型実験、土木学会第53回年次学術講演会概要集、I-B209、1998.
- 2) 澤田・能町・近藤：振動台による地震時土圧の模型実験、土木学会題54回年次学術講演会概要集、I-B399、1999.
- 3) 澤田・能町・近藤：振動台上の砂箱内地盤モデルにおける動的応力と変位の弾性解、苫小牧工業高等専門学校紀要、第32号、PP. 95-112、1997.
- 4) 物部高穂：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論、土木学会誌、Vol.10、No5、PP.1063-1094、1924.
- 5) 最上武雄編：土質力学、技報堂出版、1982.

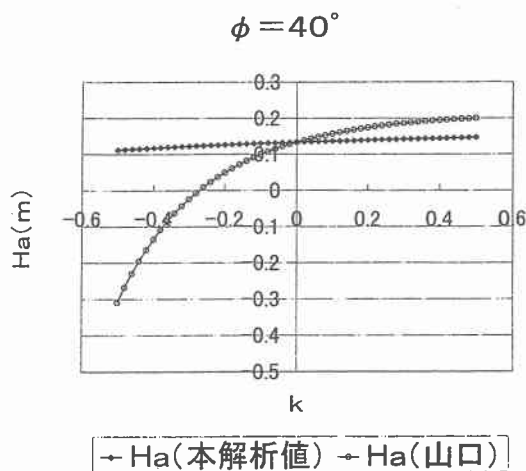


図-13 震度の変化による $H_a(\phi = 40^\circ)$

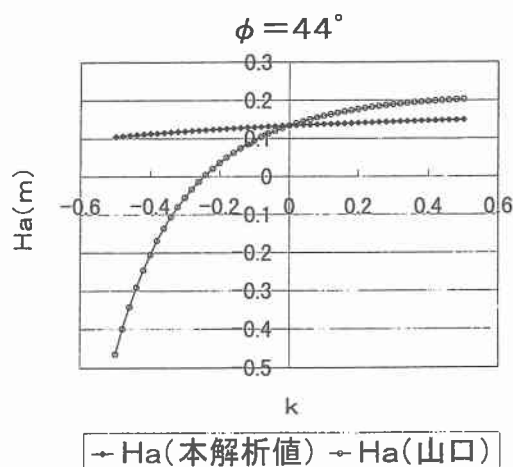


図-14 震度の変化による $H_a(\phi = 44^\circ)$