

# 地震時、粘性土の振動土圧について

大原 資生\*・山本 哲朗\*・西田 雄司\*\*

## On the Amplitude of Earth Pressure of Cohesive Soil

Sukeo O-HARA, Tetsuro YAMAMOTO and Yūji NISHIDA

### Abstract

After Mononobe and Okabe proposed a formula to compute a seismic earth pressure, some studies on a seismic earth pressure of sandy soil have been made. On the contrary, the study on a seismic earth pressure of cohesive soil is few. But in view of following fact, it is necessary to clarify the seismic earth pressure of cohesive soil. That is, there is no established method for the calculation of a seismic earth pressure of cohesive soil during an earthquake.

As a basic investigation on a seismic earth pressure of cohesive soil, the authors conducted the vibrating experiments using a shaking table. They are performed on a nearly saturated Ube clay which was consolidated in a shaking box with fixed wall or movable wall.

Main conclusions are as follows:

(1) The distribution of amplitude of earth pressure is depended on the distribution of water content in a soil layer.

(2) At the rotational angle of wall  $\theta(=y/h)=5.0 \times 10^{-5}$  rad, the amplitude of earth pressure is inverse triangle pattern which upper earth pressure is larger than lower earth pressure, but, at  $\theta=1.0 \times 10^{-3}$  rad it changes to triangle pattern which middle one is largest. where,  $y$  and  $h$  are the displacement and height of wall, respectively.

(3) The effect of a surcharge on the resultant force of amplitude of earth pressure acting on fixed wall becomes notably large when  $l/H_0$  is about 0.7. where,  $l$ : distance from the wall to the center of the position of surcharge on soil layer,  $H_0$ : thickness of soil layer.

### 1. まえがき

地震時、擁壁、岸壁に作用する土圧に関する問題は耐震工学上の重要な問題の一つであり、1924年に物部、岡部両博士が震度法による地震時土圧の計算式を提案され<sup>1)2)</sup>て以来、約50年間にわたって、地震時土圧に関する理論的および実験的研究<sup>3)4)5)6)7)8)9)10)</sup>が行われて現在に至っている。これらの研究によって地震時主働土圧合力は壁の変位型には関係なくほぼ一定であり、その値は物部・岡部公式において土の内部摩擦角が震0.1当たり約2.5度減少すると計算した値が実験値と一致すること、地震時主働土圧分布は壁の変位型、変位量により異なること等が明らかにされている。しかし、これらの実験のほとんどは、裏込め土として、気

乾状態の砂を用いており、2, 3の実験で湿潤あるいは飽和状態の砂を使っているに過ぎない<sup>11)12)</sup>。

これに対して、裏込め土として粘性土を対象にした実験はごく最近始められた状況であり、したがって、地震時、粘性土の土圧の問題は残されたままである。以上のように粘性土の地震時土圧についての実験的研究が砂質土のそれに比べて遅れた原因の一つとして、粘性土を振動箱内に均一に詰めることが困難であることが挙げられる。

近年、擁壁、矢板等の土木構造物が地盤条件の悪い粘性土地盤に構築されることが多くなっている点、さらに、粘性土の地震時土圧の計算には経験的な式を用いている点をかながみれば、粘性土の地震時土圧が明らかにされねばならない。

われわれはこの点を考えて次ののべる方法で作製した粘性土層の地震時土圧を求めるために振動台を用いた実験的研究を行った。粘性土層は従来の研究<sup>10)</sup>で使

\* 土木工学科

\*\* 大学院土木工学専攻

用してきた鋼板製の完全固定壁をもつ振動箱を使った実験では箱内に含水比がほぼ70%の飽和粘性土を詰め、空気圧によって圧密して作製し、また、今回の実験で試作したジュラルミン板製の可動壁をもつ振動箱を使った実験でも同じ試料を箱内に詰めて、コンクリートブロックによる上載圧によって圧密して作製した。

しかし、今回の実験では、静止土圧については、有益なデータが得られなかったので、振動土圧に着目してデータ整理を行った。その結果から、固定壁に作用する粘性土の振動土圧分布と含水比分布の関係、および壁の変位による振動土圧分布の変化を先の研究で得た気乾豊浦砂あるいはカオリンの結果<sup>10)</sup>と比較しながら考察した。

さらに、裏込め地盤上の構造物によって振動土圧分布および合力がどのように変わるかという問題も耐震工学上、重要であるので、粘性土層表面上に載荷板をおいた振動実験を行い、その結果も示している。

## 2. 実験装置および実験方法

### 2.1 実験装置

実験は振動台に振動箱を固定して行った。振動台は載荷面積が  $1\text{m}^2$ 、許容塔載重量は  $0.5\text{t}$  であって、振動数と振幅は振動中に連続的に変化させることができるが、今回の実験では振動数  $3\text{Hz}$  を用い、全振幅を変化させて水平震度 ( $k_h$ ) が  $0.1\sim 0.4$  の範囲の実験を行った。

振動箱としては完全固定壁をもつ振動箱あるいは振動方向に直角な2つの壁が可動壁となっている振動箱が用いられた。

前者はこれまでの研究に使ってきている厚さ  $4\text{mm}$  の鋼板製である。この振動箱は幅、長さおよび深さは  $58\times 100\times 30\text{cm}$  である。

後者は今回の実験で試作した Fig. 1 に示す、厚さ  $4$

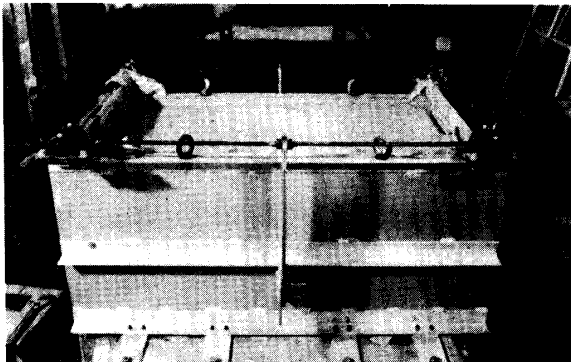


Fig. 1 Shaking box with two movable walls.

mm のジュラルミン板製である。この振動箱は幅、長さおよび深さは  $50\times 100\times 50\text{cm}$  である。ジュラルミン板を使ったのは飽和粘性土を詰めてもサビにくく、箱自重を軽くするためである。この振動箱の振動方向に直角な2つの壁はその上端で、Fig. 1に見られるように側壁中央部に固定したステンレス製の板バネに締めつけた鋼棒とローラーを介して連結され、下端は振動箱底板に取りつけたローラーに連結されている。したがって、振動時の壁の変位量すなわち粘性土層のせん断変形量は板バネのバネ定数を変えて調節できるが、今回の実験では板バネとしてはバネ定数が  $20\text{kg/mm}$  のものを使用した。

測定は次のようである。まず、壁に作用する土圧は完全固定壁をもつ振動箱では壁の中央鉛直線上で深さ ( $H$ ) が  $5, 15, 25\text{cm}$  の位置に、可動壁をもつ振動箱では同様に壁の中央鉛直線上で深さ ( $H$ ) が  $10, 25, 40\text{cm}$  の3ヶ所の位置に取りつけた容量  $1\text{kg/cm}^2$  の抵抗線型土圧計によって測定した。

可動壁の変位置は2つの可動壁に対して、振動箱上面から  $1\text{cm}$  の高さすなわち、箱底部から  $51\text{cm}$  の高さの変位量を最大測定長  $10\text{mm}$  のダイヤルゲージ式変位計によって測定した。

振動台の加速度の測定には振動台に固定した容量  $10\text{g}$  ( $g$ : 重力加速度) の電気抵抗線式加速度計を使用した。

以上の諸測定量は増幅された後、6チャンネルのペンオシログラフに連続的に記録した。

### 2.2 粘性土層の作製および実験方法

この実験に使用した粘性土は宇部産粘土である。この粘性土の物理的性質を Table 1 に、また、粒度分布を Fig. 2 に示す。

Table 1 Physical properties of Ube clay

Specific gravity	$G_s$	2.67
Liquid limit	$w_l$	57.6%
Plastic limit	$w_p$	23.5%
Plasticity index	$I_p$	34.1%
Diameter at which 50% of soil is finer	$D_{50}$	0.01mm
Maximum grain size	$D_{\max}$	2.0mm

実験はまず、最初の実験においてのみ気乾状態の粉末状の粘性土を、その後の実験では前の実験後の湿潤状態の粘性土をそれぞれ約  $70\text{kg}$  をポリ容器に入れ、さらに含水比が70%程度になるように水を加えた後、

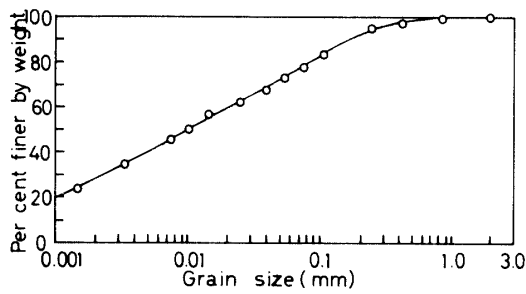


Fig. 2 Grain size distribution curve of Ube clay.

攪拌機によって約30分間十分に混ぜ、飽和状態に近い均質なスラリー状の試料を作った。このような試料を5~6分割して振動箱に詰めた。なお、ほとんどの実験では振動箱側壁にはビニールシートをはりつけて、粘性土と側壁間の付着力が粘性土のせん断変形を拘束しないようにした。

次に、飽和スラリー状粘性土の圧密を行うわけであるが、2つの振動箱に対して違った圧密方法を講じた。それは箱の構造上のちがいのためである。完全固定壁振動箱内の粘性土については、粘性土表面に水浸したスポンジを敷き、その上にゴムシートを敷いた後、上蓋を取りつけ、ゴムシートと上蓋間に圧縮空気を送り込んで空気圧で圧密を行った。空気圧はすべての実験で $0.3\text{kg/cm}^2$ とし、圧密は排水量が $10\text{cc/hr}$ 程度となるまで行った。圧密日数は2~3週間である。

一方、可動壁振動箱に詰められた粘性土については、粘性土表面に水浸したスポンジを敷き、その上に多くの小孔を開けた排水の役目をもつ載荷板を置き、その上にコンクリートブロックを置いて圧密を行った。上載圧は $0.08\text{kg/cm}^2$ である。この方法では圧密時の排水量のみならず、粘性土層の沈下量も測定できるという利点がある。

なお、固定壁振動箱および可動壁振動箱の底板にはそれぞれ直径50mmのポーラストンを24枚はめ込んだエンピ板、多くの小孔を開けたエンピ板が敷かれている。したがって、粘性土層の排水条件は両面排水である。

以上の方法で作製した飽和粘性土層に作用する圧密圧を解放した後、次に示す振動実験を行った。

振動実験は振動台の変位振幅を段階的に増加させて、震度がほぼ0.1, 0.2, 0.3, 0.4の正弦波水平振動を振動箱全体に与えるというものであり、同一条件下の実験を5回行った。振動時には粘性土の振動土圧および表面変位を測定した。

その後、表面載荷重がある場合の実験を行った。載荷重としては縦、横、厚さが $18\times 18\times 2.5\text{cm}$ の鋼板(分布荷重 $0.02\text{kg/cm}^2$ )を粘性土表面の振動方向の中央線上で、ほぼ粘性土の中央の位置、その中央位置と固定壁間を2分する位置および固定壁のごく近傍の3ヶ所の位置の順におき、それぞれの場合について上述の実験を行った。

すべての実験を終えた後、ほぼ土圧計の取り付け深さでの粘性土の含水比測定を行い、また、長さ30cmのシンウォールサンプラーで採取した試料の強度定数を一面せん断試験あるいは一軸圧縮試験で求めた。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 固定壁に作用する振動土圧と含水比および強度の関係

固定壁に作用する粘性土層の振動土圧および表面変位測定実験結果の一例をFig. 3に示す。この記録は水平震度( $k_h$ )が0.2の場合であり、5本の記録線は上から、振動台加速度、壁からの距離( $l$ )が48cmのところの表面変位、表面からの深さ( $H$ )が4, 14, 24cmの位置の土圧変化を示している。

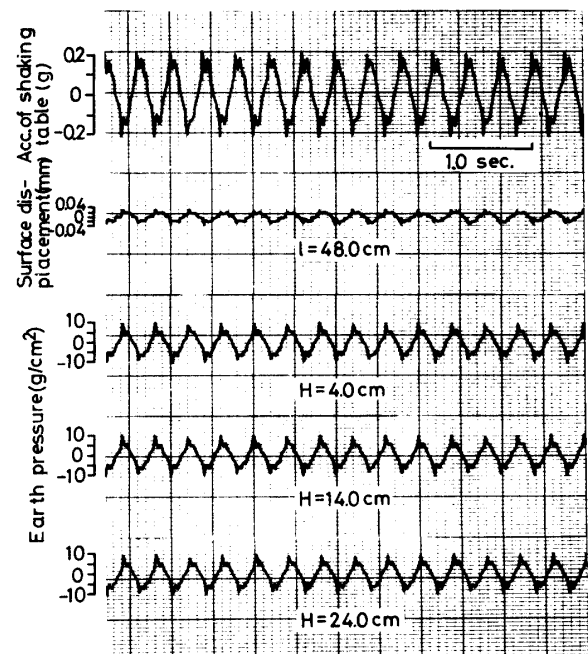


Fig. 3 An example of record of the vibrating test (fixed wall).

記録において、加速度波形の谷が土圧波形の山に対応しているが、この時には土圧は正であり、逆に加速度波形の山が土圧波形の谷に対応している場合には、

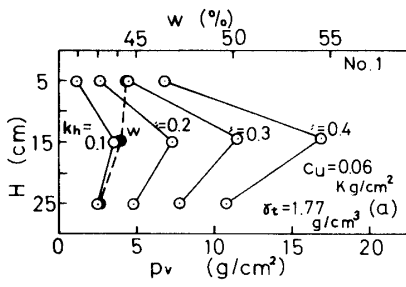


Fig. 4 (a)

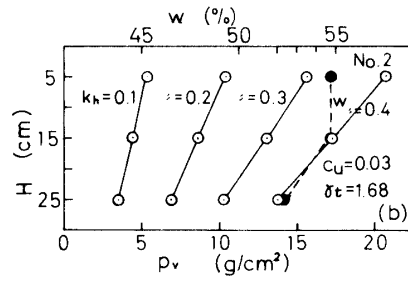


Fig. 4 (b)

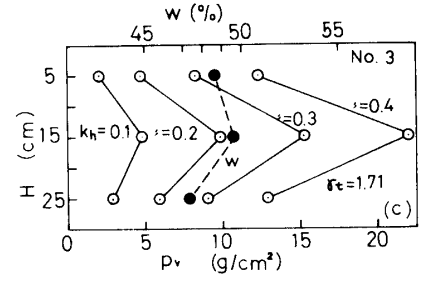


Fig. 4 (c)

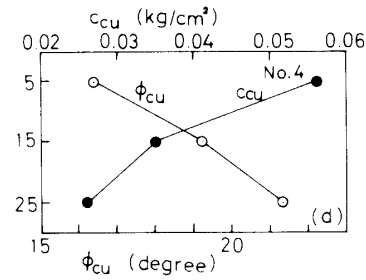
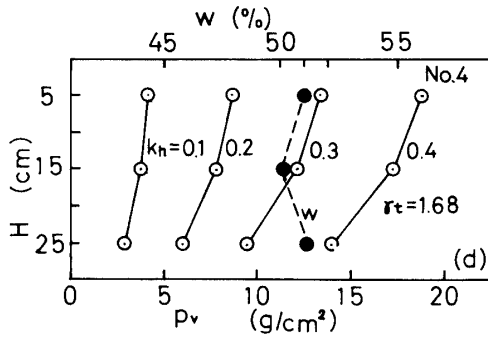


Fig. 4 (d)

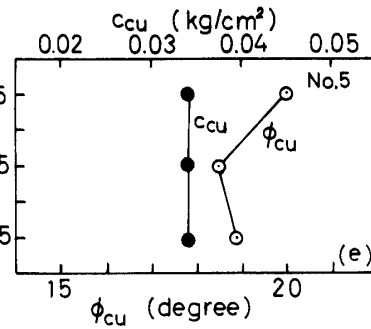
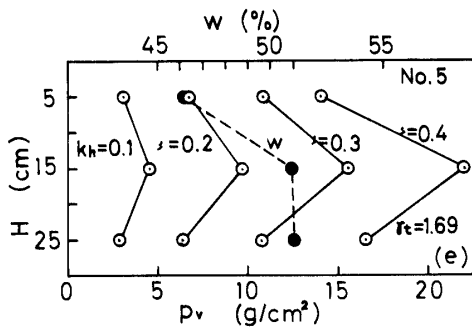


Fig. 4 (e)

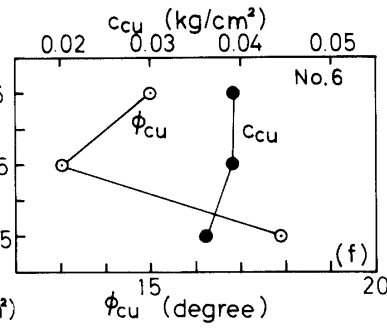
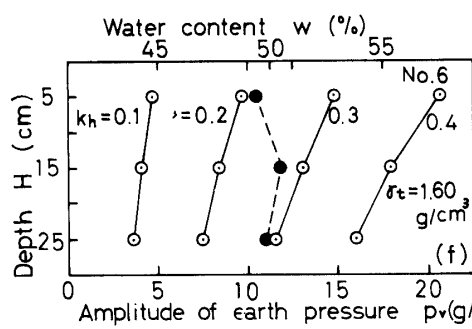


Fig. 4 (f)

Fig. 4 Relationship between the amplitude of earth pressure and water content and strength parameters.

土圧は負である。

振動土圧全振幅は振動土圧波形の山と谷間の土圧であるが、本文では、振動土圧はこの振動土圧全振幅の半分でもって表わすこととする。

Fig. 4 は各実験から得られた振動土圧分布と圧密後の粘性土層の含水比分布および強度定数分布の関係を示す。振動土圧分布は5回の実験結果の平均値を示している。また、Fig. 5 に各粘性土層作製時の圧密時間と体積ヒズミの関係を示す。図中、 $V_0$  は圧密前の粘性土層の体積を、 $\Delta V$  は排水量を表わす。矢印は最初の圧密で生じた粘性土層の体積変化分だけ粘性土を振動箱に詰めて、さらに圧密を開始した時を示す。なお、圧密後の粘性土の飽和度は97%以上であった。

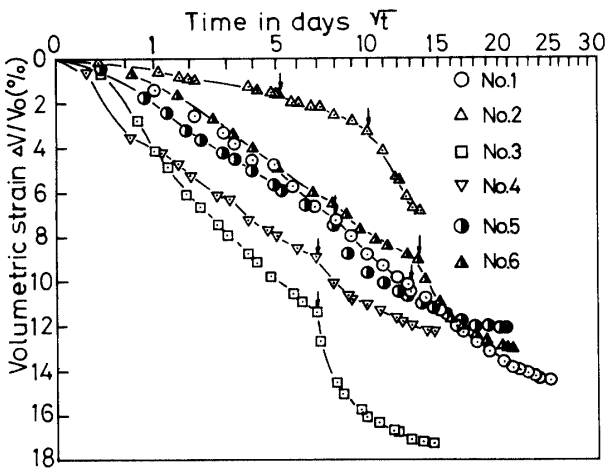


Fig. 5 Volumetric strain during a consolidation for each cohesive soil layer in shaking box.

Fig. 4 において、実験番号 No. 1 は粘性土層の振動方向の側面は振動箱の側壁と付着した状態で実験が行われた。また No. 2 は粘性土層側面と箱の側壁面をナイフで切り離れた状態で行われた。No. 3 以下の実験は粘性土を振動箱に詰める前に、あらかじめ箱の側壁にはビニールシートをはりつけて行われた実験である。いま、同一条件下で実験が行われた No. 3 以下の結果に着目すると、すべての粘性土層の平均的含水比は50%前後であるにもかかわらず、No. 4 および No. 6 の結果に見られるように、深さ方向の含水比の差が2%程度以下の時には、振動土圧分布は浅い所で大きい逆三角形分布となるが、No. 3 あるいは No. 5 の結果のように、深さ方向の含水比の差が3%程度あるか、あるいは浅い所の含水比が深い所の含水比に比べて著しく小さい場合には、振動土圧分布は  $H=15\text{cm}$  で大きい三角形分布となることが注目される。地盤を弾性体

と考えた時の振動土圧の理論解によれば<sup>4)</sup>、前者の振動土圧分布は地盤の剛性率が深さ方向に一定の場合での振動土圧分布に対応し、後者のそれは地盤の剛性率が深さ方向に直線的に増加する場合での振動土圧分布に対応する。

ここでは粘性土層の剛性率の測定は行っておらず、また、剛性率と含水比の関係について調べた結果はないようであるが、含水比分布が一樣であれば粘性土層は均質と考えられ、結局、剛性率の分布も一樣であると考えられるので、実験結果がうまく説明できる。

なお、振動土圧分布と強度定数  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  分布間には明確な関連はないようである。

No. 1 と No. 3 の粘性土については、剛性率  $G$  の値は次のようにして推定される。両粘性土試料の一軸圧縮試験から得られた変形係数  $E_{50}$  はそれぞれ  $2.14\text{ kg/cm}^2$ ,  $4.21\text{ kg/cm}^2$  であった。そこで、 $E_{50}$  をヤング率  $E$  として、さらにポアソン比  $\nu$  を  $0.5$  と仮定して、それらの値を(1)式に代入すると、No. 1 の粘性土の平均的な  $G$  は  $0.7\text{ kg/cm}^2$ 、No. 3 のそれは  $1.4\text{ kg/cm}^2$  となり、本実験での粘性土層の剛性率は非常に小さいものと考えられる。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

次に、各深さでの含水比と振動土圧の関係を調べ、Fig. 6 に示す結果を得た。この図から、浅い所の振動土圧は含水比が大きくなると増大する傾向が見られるが、他の深さではこのような傾向は認め難い。

Fig. 7 は No. 4 の各深さにおける水平震度と振動土圧の関係を示している。Fig. 8 は豊浦砂層の場合の同様の関係<sup>13)</sup>を示す。Fig. 9 は No. 4 の粘性土層および豊浦砂層の表面変位  $y$  の測定結果である。Figs. 7~9 から、剛性率が小さいと考えられる粘性土層ほど、せん断変位量が大きく、さらに、各深さでの振動土圧と震度間にはより線型関係が認められる。このことは粘性土のように弾性常数が小さい土では、地盤変形が大きい範囲まで応力~変形間に線型関係が成り立つことが原因と考えられる。

Fig. 9 から、粘性土層の中央部ほど、表面変位量は大きく、壁の近くほど、そこでの表面変位量は壁の拘束によって小さいのがわかる。

Fig. 10 は振動土圧分布から、壁面に作用する振動土圧合力  $P_v$  を計算し、それを  $\gamma_t \cdot H^2/2$  で除して得た  $Ca'$  の  $k_h$  に対する変化をまとめたものである。なお、 $\gamma_t$  は湿潤単位体積重量であり、Fig. 4 に示す平均的な値を用いた。 $P_v$  は振動土圧分布において、 $H=15\text{cm}$  での振動土圧と  $H=5\text{cm}$  および  $H=25\text{cm}$  での振動土

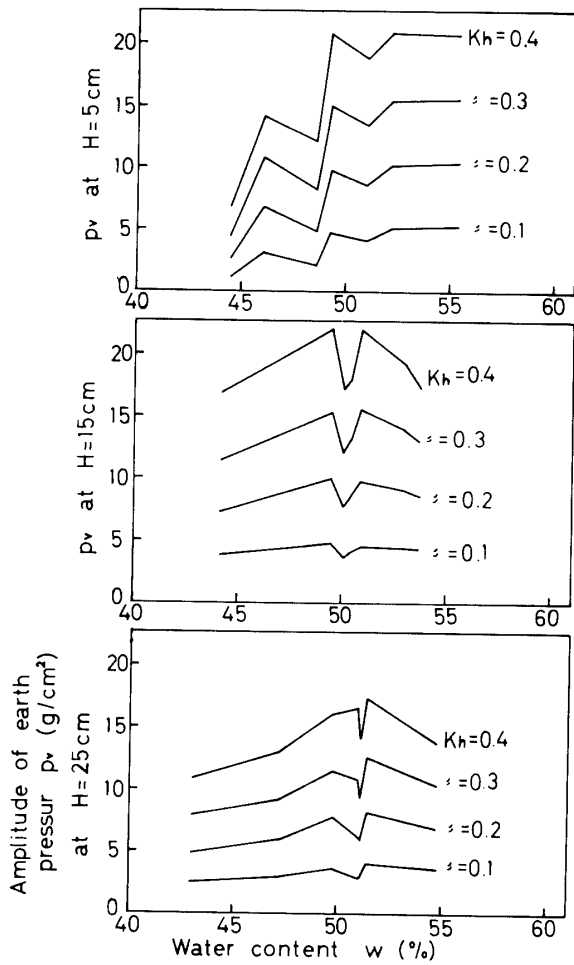


Fig. 6 Relationship between the amplitude of earth pressure  $p_v$  and water content  $w$  at each depth.

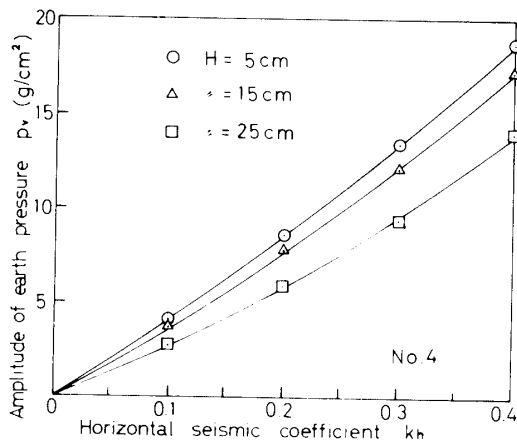


Fig. 7 Relationship between the amplitude of earth pressure  $p_v$  and horizontal seismic coefficient  $k_h$  (cohesive soil).

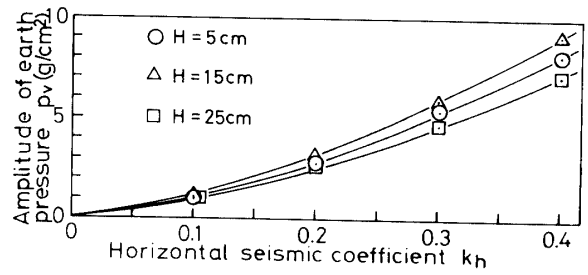


Fig. 8 Relationship between the amplitude of earth pressure  $p_v$  and horizontal seismic coefficient  $k_h$  (Toyoura sand).

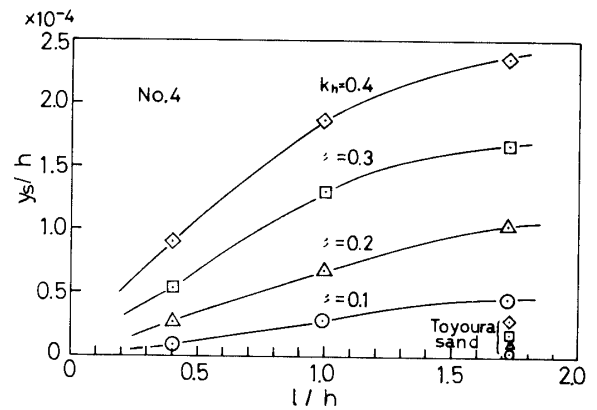


Fig. 9 Relationship between  $y/h$  and  $l/h$ .

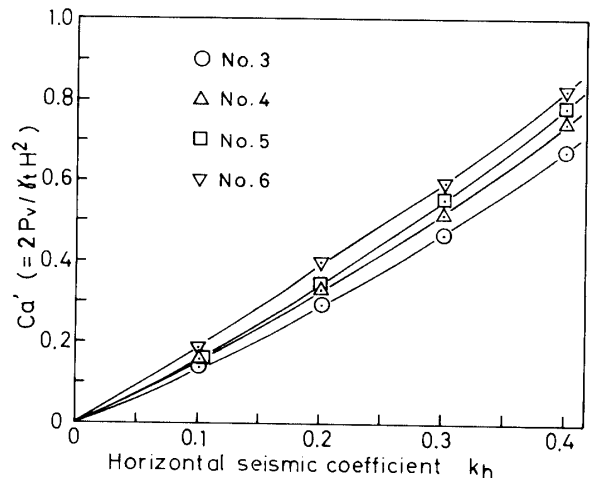


Fig. 10 Relationship between  $C_a'$  and  $k_h$ .

圧を結んだ直線を延長し、それぞれ表面および底面での土圧を推定して求めた。この図から、 $C_a'$  と  $k_h$  関係はほぼ直線で表わされるようである。それは Fig. 7 で示したように、各深さにおける振動土圧が震度とほぼ直線関係にあるためと考えられる。

ところで、振動土圧に静止土圧を加算すれば、地震

時土圧が得られ、それを  $\gamma_s H^2/2$  で割れば、地震時土圧係数が求まるが、本実験では静止土圧の測定がうまく行えず、地震時土圧係数を求めえなかった。測定された静止土圧分布の一例は Fig. 11 のようである。図中のカオリンの結果は気乾カオリンを振動箱に詰めた後、振動数 9.2 Hz で震度 0.8 の水平振動を振動箱全

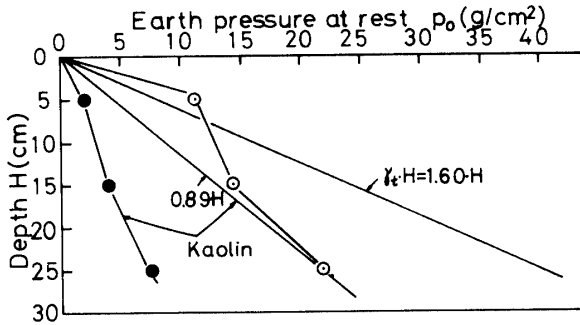


Fig. 11 The distribution curves of earth pressure at rest  $p_0$ .

体に与えて、カオリンを締め固めた時のもの<sup>14)</sup>である。カオリンの場合、水平応力はほぼ静水圧的に増加しており、図に示した垂直応力  $\gamma_s H$  を参考にすると、静止土圧係数  $K_0$  が 0.3 となることがわかる。これに対して、0.3kg/cm<sup>2</sup> の空気圧で圧密した後、圧密圧を解放した状態の粘性土の  $K_0$  は  $H=7.5$ cm より浅い所で 1 以上であり、それより深い所では  $K_0$  は減少し、 $H=25$ cm で  $K_0=0.5$  となり、静止土圧分布は複雑である。空気圧で一次的に圧密された粘性土層の静止土圧分布については今後、検討していかねばならない。

### 3.2 上載圧による振動土圧分布および合力の変化

従来の擁壁に作用する地震時土圧の計算では、擁壁背面の地盤に作用する載荷重の地震時土圧に及ぼす影響を考える場合、その載荷重は等分布荷重とみなしている<sup>12)</sup>。しかし、実問題として、擁壁背面地盤全体にわたって、載荷が行われていることはまれであるので、ここでは、地盤の一部に載荷重がある場合について、それが振動土圧に及ぼす影響を調べてみた。

粘性土表面には分布荷重 0.02kg/cm<sup>2</sup> の載荷板がおかれたが、その荷重強さは粘性土に作用した先行圧密荷重 0.3kg/cm<sup>2</sup> の 1/10 以下である。なお、載荷板を粘性土表面におく場合、それを固定壁の近くにおいた時、静止土圧がもっとも変化していた。

前節で示したように、振動土圧分布は含水比分布の違いによって、2つのタイプに分けられた。そこで、

2つの振動土圧分布のそれぞれについて、載荷重の作用する位置と各深さの振動土圧の変化の様子を検討する。

Fig. 12 は No. 6 の結果で、振動土圧分布が浅い所で大きい逆三角形分布の場合である。図中、 $(p_v)_0$ 、 $(p_v)_s$  はそれぞれ粘性土表面に載荷を行う前後の振動

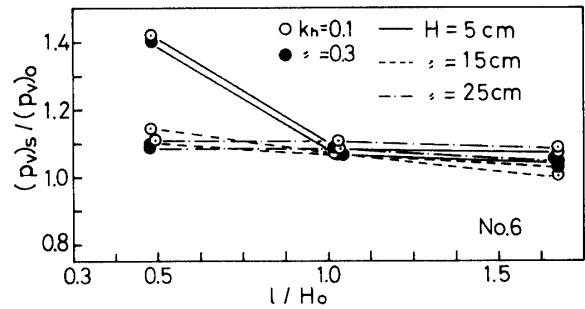


Fig. 12 The effect of surcharge on the resultant force acting on a fixed wall for test No. 5.

土圧、 $l$  は土圧計をとりつけた壁から載荷板の中央までの距離、 $H_0$  は粘性土層厚である。Fig. 12 から、粘性土表面の載荷重によって、各深さでの振動土圧は増加し、その増加の割合は浅い所ほど大きく、さらに、載荷重が壁近くにあるほど、振動土圧に及ぼす影響は大きいことがわかる。この例では、壁のごく近くの粘性土層表面に載荷重がある場合には、載荷重によって振動土圧は 1.5 倍となっているが、壁の近くを除けば、載荷重による振動土圧の増加は深さ方向であまり変わらない。

Fig. 13 は No. 5 の結果で、振動土圧分布が  $H=15$  cm で大きい三角形分布の場合である。この場合の含水比水布は  $H=25$ cm の所の含水比が  $H=5$  および 15 cm のそれよりも相対的に大きいというものである。

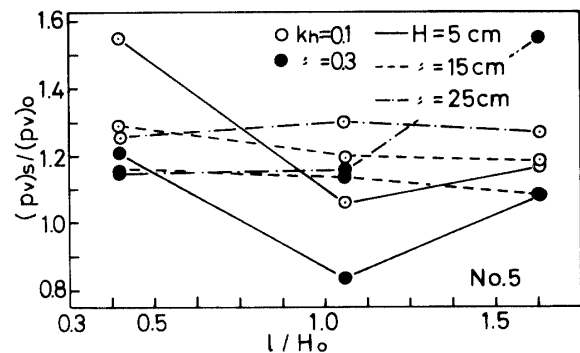


Fig. 13 The effect of surcharge on the resultant force acting on a fixed wall for test No. 6.

Fig. 13 から,  $H=5\text{cm}$  における  $(p_v)_s/(p_v)_0 \sim l/H_0$  関係には明確な関係は認め難いが,  $H=15\text{cm}$  および  $H=25\text{cm}$  の位置の  $(p_v)_s/(p_v)_0$  は  $l/H_0$  とおおむね比例関係にあるようである. また, ここには示していないが,  $H=5\text{cm}$  の深さの含水比が  $H=15\text{cm}$  および  $H=25\text{cm}$  の深さの含水比よりも大きい含水比分布の No. 3 の結果では, 壁の近くに載荷重がある場合には,  $(p_v)_s/(p_v)_0$  は 2.5 にも達した. しかし, この場合,  $H=25\text{cm}$  の深さでの  $(p_v)_s/(p_v)_0$  は常に 1 以下であった. これは浅い所の含水比が大きい時には, それだけ粘性土層上部のせん断変形が大きいため, 実験中に観測されたように載荷板の動きが増加する結果, 載荷重による粘性土表面のせん断力が浅い所の土圧に特に影響するためと思われる.

以上の結果から, 載荷重によって固定壁に作用する各測定位置の振動土圧は増加するのではなくて, ある深さでの振動土圧が卓越して増加すると, 他の深さでの振動土圧は減少する土圧再配分が生じるという結論をうる. その土圧再配分は粘性土層の含水比分布に, おそらく剛性率分布に依存すると考えられる.

次に, 粘性土層表面上の載荷重の位置によって, 振動土圧合力がどのように変化するかを調べるために, 載荷重が粘性土表面にない時の振動土圧合力  $(P_v)_0$  と載荷重が粘性土表面にある時の振動土圧合力  $(P_v)_s$  との比を縦軸に,  $l/H_0$  を横軸にとり, Fig. 14 に示す結果を得た. それぞれの実験結果にバラツキはみられるが,  $(P_v)_s/(P_v)_0 \sim l/H_0$  関係は震度によらず一本の曲線で示されるようである. このことは載荷板の置かれた位置によって, 載荷板の慣性力が振動土圧合力に影響する度合が決まると言える.

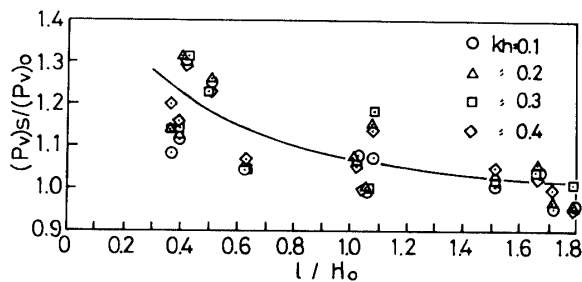


Fig. 14 Relationship between  $(P_v)_s/(P_v)_0$  and  $l/h$

本実験結果では,  $l/H_0 \approx 0.7$  以下になると, 載荷重によって振動土圧合力が急に大きくなっているが, この傾向は粘性土の強度が本実験のそれと異った場合にも認められるがどうかについては検討の余地がある.

### 3.3 壁の変位による振動土圧分布および合力の変化

先の研究において, 気乾状態の豊浦砂およびカオリンの振動土圧と壁の変位との関係を検討している. そこで, その結果と対応させながら, 粘性土の振動土圧分布さらには振動土圧合力と壁変位との関係を考察する. なお, ここでの粘性土層は前述のように上載圧  $0.08\text{kg/cm}^2$  の下で圧密して作製した.

Fig. 15 は震度が 0.355 の時の記録であり, 記録線は上から, 振動台加速度, 土圧計をとりつけた側の壁の変位 (I), 他方の壁の変位 (II),  $H=8.3, 23.3, 38.3\text{cm}$  の深さでの土圧変化を示している. この記録では土圧計を取りつけた壁の変位振幅の山の部分が壁が海側に逃げた状態であるが, この時, 各深さでの土圧振幅では山の部分が対応している. ここでは, 壁の変位振幅と土圧振幅間にこのような関係があれば, 振動土圧は正である.

実験は壁の変位が壁回転角  $\theta(=y/h)$  に換算して  $5 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-3}$  rad の範囲で行ったが, 上の記録で

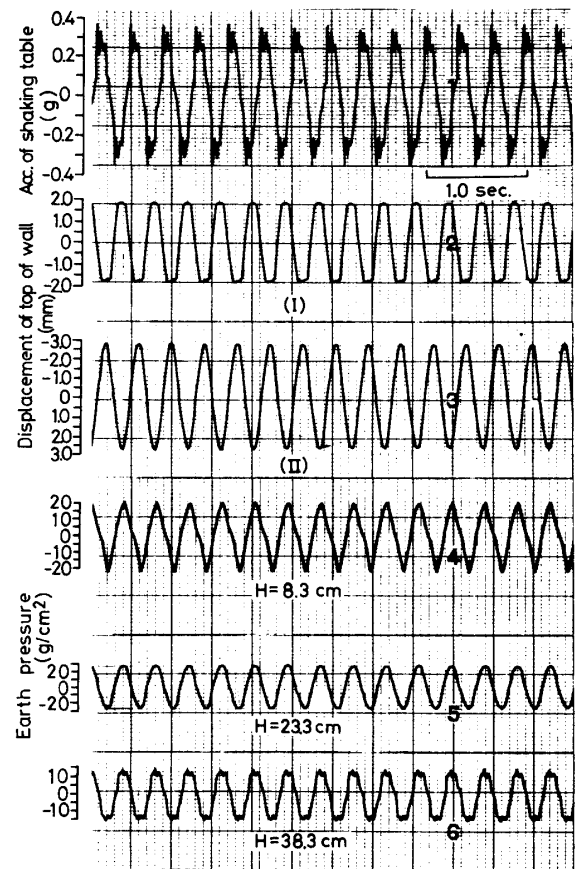


Fig. 15 An example of record of the vibrating test (movable wall).



も見られるように、壁変位と振動土圧間には位相差がなかったことが注目される。なお  $y$  は壁変位量、 $h$  は壁高である。先の研究で壁変位と振動土圧間に  $180^\circ$  位相差が生じる場合の壁回転角は地盤の剛性率が小さいほど、大きいことがわかっており、後で検討するようにこの粘性土層の剛性率は非常に小さいと考えられたので、実験範囲内で壁変位と振動土圧間に  $180^\circ$  位相差が生じなかったと考えられる。

Fig. 16 は  $kh=0.2$  において、壁の変位と振動土圧分布の関係を示している。Fig. 16 から、 $\theta=5 \times 10^{-5}$  rad の場合、振動土圧分布は浅い所で大きい三角形分布

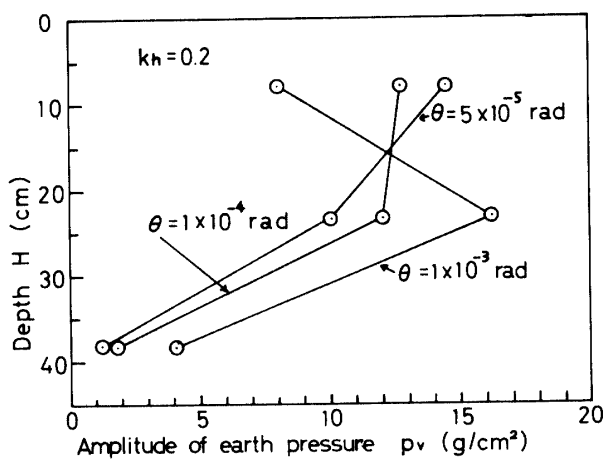


Fig. 16 The change of the distribution of amplitude of earth pressure due to a displacement of wall.

布であるが、 $\theta$  が大きくなると、 $H=8.3\text{cm}$  の所の土圧が減少し、 $H=23.3\text{cm}$  の所の土圧が増加する土圧再配分が起き、 $\theta=1 \times 10^{-3}$  rad においては、振動土圧分布は  $H=23.3\text{cm}$  でもっとも大きい三角形分布となることがわかる。この傾向は他の震度でも認められた。このように壁変位が増加するにしたがって  $H=8.3\text{cm}$  の所の土圧が減少するのは壁が海側に逃げるためである。

Fig. 17 は振動土圧合力  $P_v$  と壁回転角  $\theta$  の関係を震度別に示している。また、同図には、気乾状態のカオリン、豊浦砂の結果も示している。今回の実験で用いたジュラルミン板製の振動箱（高さ：50cm）と先の実験で用いた鋼板製の振動箱（高さ：30cm）の大きさが異っているので、両者の実験時の  $\theta$  を直接対応させることはできないので、次の点を考慮した。地盤を弾性体と考え、模型岸壁および実際岸壁に作用する振動土圧に対して相似性を成立させるには、模型岸壁の  $\theta$  を実際岸壁のその  $(H'/H)^2$  にすればよい<sup>4)</sup>。ここで、

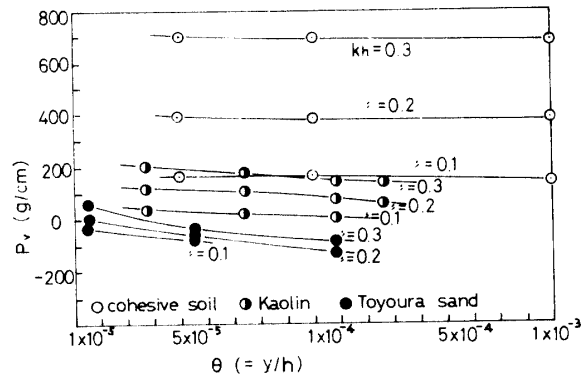


Fig. 17 The change of the resultant force of amplitude of earth pressure due to a displacement of wall.

$H'$ ：模型岸壁の壁高、 $H$ ：実際岸壁の壁高。したがって、今回の実験結果を規準とすれば、先の実験での  $\theta$  に  $1/2.98$  を乗じればよいことになる。

Fig. 17 から、宇部産粘土の振動土圧合力は気乾砂、カオリンのそれに比べて数倍大きいことがわかる。これは一つには粘性土の  $\gamma_t$  が  $1.70\text{g/cm}^3$  で、それが気乾砂 ( $\gamma_t=1.34\text{g/cm}^3$ ) あるいは気乾カオリン ( $\gamma_t=0.89\text{g/cm}^3$ ) よりも大きいためである。さらに粘性土の剛性率が気乾砂、気乾カオリンのそれよりも小さいためと考えられる。

また、剛性率の小さい試料ほど、 $\theta$  の増加による土圧合力の低下割合が小さいようである。壁変位が  $\theta=5 \times 10^{-5}$  rad から  $\theta=1 \times 10^{-3}$  rad まで増加した場合、粘性土の土圧合力の低減率のもっとも大きい震度 0.1 の結果で 6% 程度であった。

さて、ここで用いた振動箱の振動方向に直角な 2 つの壁は可動できるものであるので、その中に詰められた粘性土のせん断変形は地震時のそれを再現していると考えられ、この粘性土の固有振動数を知れば、(2) 式によって、剛性率が求まる。そのために、共振振動実験を行い、Fig. 18 に示す結果を得た。

$$G=16H^2f\rho \quad (2)$$

ここで、 $G$ ：剛性率、 $H$ ：地盤の層厚、 $f$ ：地盤の固有振動数、 $\rho$ ：地盤の単位体積質量

Fig. 18 において、共振曲線には 2 つのピークが認められる。その一つは  $f=14\text{Hz}$ 、他は  $f=4\text{Hz}$  である。前者のピークは粘性土を詰めない振動箱自体について共振振動実験を行った結果、板バネで支えられた壁の固有振動数に相当することがわかった。

後者のピークは不明瞭であるが、 $f=4\text{Hz}$  が粘性土層の固有振動数として、(2) 式に代入すると  $G=1\text{kg/cm}^2$

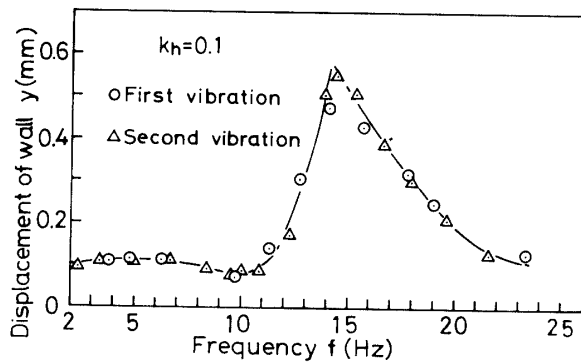


Fig. 18 Resonant curve.

となる。しかし、この粘性土層の固有周期  $T=0.25\text{sec}$  は堅い地盤の卓越周期に相当するものである。ここで粘性土は一軸圧縮試験用の供試体が作製できないほど非常に軟らかいものであったことを考えると、固有周期は  $0.25\text{sec}$  よりも大きいはずである。このような結果が出た原因は明らかではないが、原因の一つとして、粘性土層表面変位を測定せずに、壁の変位を測定したことが考えられよう。

以上のように、粘性土層の剛性率は測定できなかったが、3.1節および上述の考察から、この実験での粘性土層の剛性率は少なくとも  $1\text{kg/cm}^2$  以下の非常に小さい値と予測される。

#### 4. まとめ

現在まで未解明のまま残されている、地震時の粘性土の土圧を明らかにするための基礎的研究として、宇部産粘土の振動土圧について実験的検討を行った。

さらに、粘性土層表面の載荷重が振動土圧に及ぼす影響についても基礎的実験を行った。これらの実験で得た結果を要約すると次のようである。

(1) 固定壁に作用する振動土圧分布は含水比分布と密接な関係がある。すなわち、含水比が深さ方向で一様であれば、土圧分布は剛性率が深さ方向で一定であると仮定して計算で求められた、浅い所で大きい逆三角形分布である。これに対して、含水比の分布に3%以上の開きがあると、土圧分布は剛性率が深さ方向に直線的に増加すると仮定して計算で求められた、 $H=15\text{cm}$  の深さで大きい三角形分布となる。

(2) 粘性土の振動土圧と振動加速度間にはほぼ直線的関係が見られる。これは粘性土の剛性率が  $2\sim 4\text{kg/cm}^2$  程度で小さいために、粘性土の変形が大きい範囲まで、応力～変形間に線型関係が成り立つことが原因と考えられる。

(3) 壁変位量が同じ場合、粘性土の単位体積重量が

気乾状態の砂およびカオリンよりも大きく、また剛性率が小さいことに起因して、粘性土の振動土圧合力は砂およびカオリンのそれよりも数倍大きい。

(4) 壁回転角  $\theta$  が  $5\times 10^{-5}\text{rad}$  の場合、振動土圧分布は浅い所で大きい逆三角形分布であるが、壁が逃げると、浅い所での土圧が減少し、 $\theta=1\times 10^{-3}\text{rad}$  では、 $H=23.3\text{cm}$  の位置の土圧がもっとも大きい三角形分布となる。

(5) 粘性土層表面上の載荷重が振動土圧に及ぼす影響については、 $l/H_0$  がほぼ  $0.7$  以下になると、載荷重によって振動土圧合力が急に大きくなる。

実験時に静止土圧の測定がうまく行えなかった点、剛性率の厳密な測定を行う必要がある点等を考慮して、今後、さらに実験的および理論的に粘性土の地震時土圧について研究せねばならない。

最後に、本研究で用いたジュラルミン製振動箱は昭和52年度文部省科学研究費奨励研究 (A) で購入したことを付記する。

#### 参考文献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論，土木学会誌，10，No. 5 (1924)
- 2) 岡部三郎：General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Walls and Dams，土木学会誌，10，No. 6 (1924)
- 3) 松尾春雄，大原資生：Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Walls During Earthquakes，Proc. 2nd WCEE (1960)
- 4) 大原資生：地震時，重力式岸壁に作用する振動土圧に関する研究，学位論文 (1960)
- 5) Wood, J.H.: Earthquake-induced soil pressures on structure, PhD. thesis, California Institute of Technology (1973)
- 6) 石井靖丸他3名：振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究 (第四報) 一弾性壁に加わる振動土圧に関する実験 (その2) 一，運輸省技術研究所報告，10，No. 11 (1960)
- 7) 大原資生：地震時主働土圧について，土と基礎，18，No. 2 (1970)
- 8) 大原資生：岸壁の可動量を考えた場合の振動土圧について，山口大学工学部研究報告，13，No. 1 (1963)
- 9) 市原松平，松沢宏：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，土木学会論文報告集，第176号 (1970)
- 10) 大原資生，山本哲朗，光永臣秀：地震時，可動壁に作用する振動土圧について，山口大学工学部研究報告，28，No. 2 (1978)
- 11) 松尾春雄，大原資生：水に飽和された土の振動圧力，土木学会誌，40，No. 6 (1955)

- 12) 石井靖丸，土田肇，古部哲兵：振動時の飽和砂の土圧と  
間ゲキ動水圧に関する研究，港湾技術研究所報告，2，  
No. 2 (1963)
- 13) 未発表資料
- 14) 未発表資料

(昭和53年4月14日 受理)