

## 粘土の受働土圧実験

名古屋大学工学部土圧研究施設 正員 市原松平

" 松沢 宏

名古屋大学大学院

学生員 〇平野逸雄

## 1 まえがき

受働土圧は、矢板壁の根入れ前面や控壁に作用する土圧として設計に用いられている。現在、矢板壁の設計において根入れ前面に作用する受働土圧はRankineの受働土圧を基本として算定されているが、Rankine土圧を使用することの理論的な根拠は乏しい。また、実験的な立場からみても、粘土の受働土圧の特性はあまり解明されていない。筆者らは、室内の大型受働土圧実験装置を用いて、粘土の受働土圧の計測を行った。実験は装置に充填した粘土を圧密し、圧密終了後に吸水膨張をさせ、その後壁を変位させた。実験装置は、内法寸法が長さ2.0m×幅2.0m×深さ0.75mの軟鋼製（一部強化ガラス観察窓）で、土圧合力の垂直成分 $P_v$ 、接線成分 $P_h$ 、ならびに合力の着点の壁下端からの高さも計測できるようになっている。

## 2 使用した粘土と実験方法

実験に使用した粘土は名古屋港金城埠頭の浚渫現場より採取したもので、比重 $G_s$ は2.63、 $w_L=81.0\%$ 、 $w_p=40.1\%$ である。自然含水比は102～107%であった。

実験は、まず水を加えて十分に練り返した粘土を、図-1ならびに表-1に示すように土槽内に充填した。圧密は2段階（第1段階： $P_c \approx 1.0 \text{ t/m}^2$ 、第2段階：

$P_c \approx 3.0 \text{ t/m}^2$ ）に分けて行った。圧密荷重は4本の油圧ジャッキを用いて載荷した。第2段階の圧密は、沈下量と可動壁に作用する土圧合力の変化から、粘土が二次圧密状態に入ったと判断

されるまで行った。その後圧密荷重を除去して、吸水膨張させた。圧密には約40日間も、また吸水膨張には約10日間を要した。

表-2には、吸水膨張後の過圧密平衡状態における粘土層の状況を示す。なお、粘土層の充填に先立って、側壁摩擦を軽減す

るために、グリースを塗った一辺5

cmの正方形のビニール膜を側壁に3層に張った。また、観察窓の位置の

ビニール膜には、5cm×5cmの格子模様をペイントで描いておき、壁の変位中にこの格子模様の変形を写真

に撮影した。粘土層内には可動壁から20cmおよび50cm離れた地点に

最大計測圧力が $0.5 \text{ kg/cm}^2$ 、有効径

|                         | TEST-1     | TEST-2     |
|-------------------------|------------|------------|
| 粘土層の厚さ $D_0$ (cm)       | 55         | 52         |
| 含水比 $w_0$ (%)           | 98.0-101.9 | 90.2-100.6 |
| 湿潤単位体積重量 $\gamma_w$ (%) | 1.44-1.47  | 1.45-1.48  |

表-1

|                         | TEST-1    | TEST-2    |
|-------------------------|-----------|-----------|
| 壁高 $H$ (cm)             | 34.7      | 33.1      |
| 含水比 $w$ (%)             | 68.1-74.7 | 67.3-73.1 |
| 湿潤単位体積重量 $\gamma_w$ (%) | 1.54-1.58 | 1.58-1.60 |

表-2

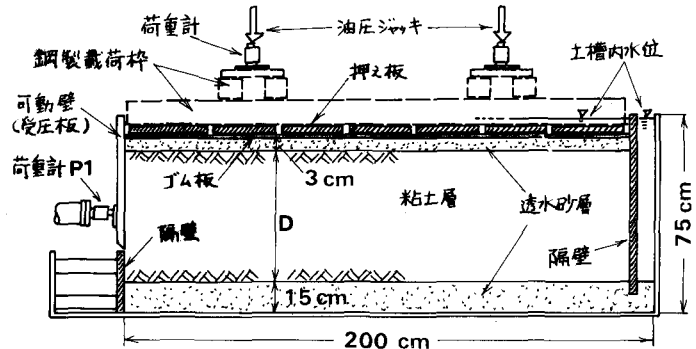


図-1

7.5 cmの間接作動型土中土圧計を3個づつ埋設した。粘土層が過圧密平衡状態に達したのちに、可動壁を粘土側に12.0 cm平行移動させて、変位の各位置における土圧を測定した。壁の変位速度は、4.27 mm/minとした。可動壁の壁位を停止したのち、土圧の減少(土圧回復)を216時間にわたって測定した。

土圧回復の測定終了後に、壁変位の影響を受けていると思われる位置の粘土に対して、一軸圧縮試験と原位置ベーンせん断試験を行った。両試験から求めた非排水強度は、 $C_u = \frac{1}{2} q_u = 94.9 \text{ g/cm}^2$ 、 $C_f = 116 \text{ g/cm}^2$ であった。

### 3. 結果と考察

壁の変位に応じる  $P_n$ ,  $P_t$ , および  $h/H$  の値は図-2, 3に一例を示すような変化を示した。 $P_n$  の値は壁を12.0 cm変位させても最大値をとることなく増大した。 $\log \bar{\alpha}$  と  $P_n$  の関係は明確に2つの直線で表わすことができる。この2直線の交点における  $\bar{\alpha}$  の値は図-2において、 $\Delta P_n / \Delta \bar{\alpha}$  が急速に変化する点(●印)に相当している。この点における壁変位量は、 $\bar{\alpha} = 0.5 \sim 0.8 \text{ cm}$  ( $\bar{\alpha}/H = 1.5 \sim 2.5\%$ ) である。このときの  $P_n$  の値は  $P_n(\bar{\alpha} = 12.0 \text{ cm})$  の約80%であり、 $h/H = 0.30 \sim 0.35$  である。表-3は上述したせん断試験結果を用いて計算した、Rankine, Sokolovski, および複合すべり面法による受働土圧合力と実測値  $P_n(\bar{\alpha} = 12.0 \text{ cm})$  との比較である。これによると、合力の値は一軸圧縮試験による  $C_u$  を用いた複合すべり面法, Sokolovski法とよく合っている。図-4は壁変位中における土圧計の計測値の一例である。この図におけるすべり面は、壁面に作用するせん断力を  $\frac{2}{3} C_u$  と仮定した場合のSokolovski法によるものである。この図より、壁変位による土圧の影響域は計算によるすべり面よりも

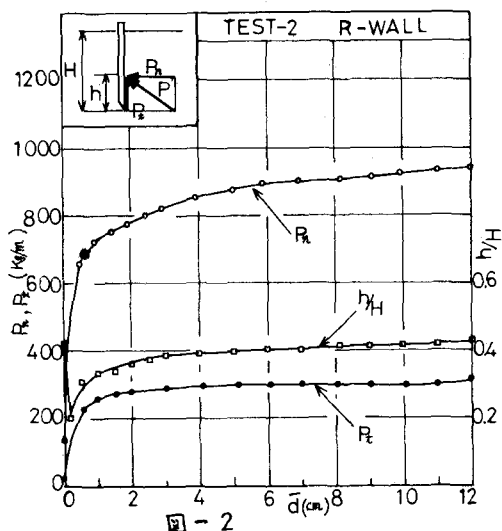


図-2

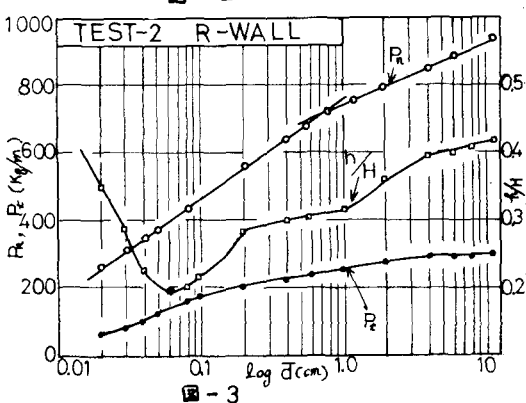


図-3

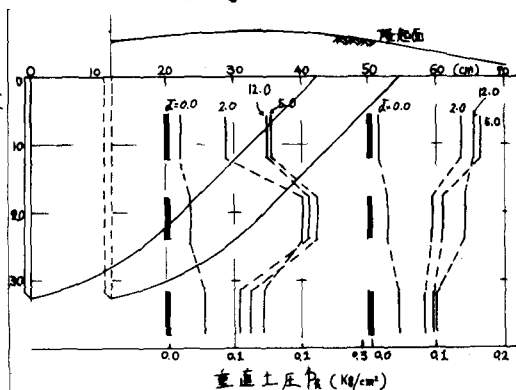


図-4

| TEST-1                   | ベーンせん断試験            |       | 一軸圧縮試験              |       |
|--------------------------|---------------------|-------|---------------------|-------|
|                          | 計算値                 | 実測値   | 計算値                 | 実測値   |
| Rankine法 ( $E=0$ )       | 899 <sup>(kg)</sup> | 0.943 | 746 <sup>(kg)</sup> | 0.783 |
| 複合すべり面法 ( $E=3C_u$ )     | 1082                | 1.135 | 917                 | 0.962 |
| Sokolovski法 ( $E=3C_u$ ) | 1082                | 1.135 | 917                 | 0.962 |

表-3

かなり遠方におよんでいることが明りようである。なお、壁変位を停止させてから、216時間を経過したときの  $P_n$  の値は、壁停止時の30%まで減少した。また  $h/H$  の値は壁停止時からほとんど変化しなかった。