

建設省土木研究所 正員 塩井 幸武  
 “ 正員 元田 良孝  
 “ 正員 山本 洋司

### 1. はじめに

一般に浸透流に起因する地盤の破壊現象は、地下水面以下の掘削工事等で経験されるが、この現象は地盤条件による影響が大で理論的に対処することは困難であり現場技術者の経験的判断を必要とされるのが実情である。また浸透流の対策は、砂質地盤を対象に行なわれているが、地盤がシルト質・粘土質等に変化した場合の考え方などの問題点を最近では、種々の方向から実験・研究がなされているが全面解決には至、ていない。

本報告は、浸透流による破壊現象の模型実験を行ない、一般的性状の明確化と共に締切下端部の砂の移動に着目した観測に既往の計算式との比較および合理的な安全率を求める方法の検討を目的に実施した実験の報告をするものである。

### 2. 実験概要

実験は、側面に強化ガラスが設置されている実験槽を用いて地盤の破壊状況を観測した。また、地盤材料に用いた砂(表-1参照)は、豊浦標準砂と比較的類似した粒度の高森砂(砒砂)と実際の地盤に近い材料として浅間山砂を使用した。

実験地盤は、実験槽に予め水を張り砂を均等に落下させ、棒状バイブレータにより砂層中の気泡を出しながら振動締め固めを行ない所定の高さまで敷きならした。

実験計測は、下流側の水位を一定(越流によるオーバーフロー)にして、上流側の水位を上昇させ $\Delta H=5\text{cm}$ 毎に、流量の測定・流線の観測(色素フローレスセンサーダ使用)・ポテンシャルの測定(実験槽背面に設置したマンノメーターを用い $\Delta H=10\text{cm}$ 毎に測定)等を行、た。

### 3. 結果と解析

浸透流による破壊現象の過程は、 $\Delta H < \Delta H_c$ (限界水頭差)の状態では特別な変化はなく、 $\Delta H = \Delta H_c$ の状態に近づくにつれ板状の砂粒子が上下運動を始め地盤が不安定状態になることが確認できる。そして、 $\Delta H > \Delta H_c$ の状態になると瞬間的に全体破壊に至る。しかし、図-1のように $D_1 > D_2$ の場合では、ボイリング状態が継続し水位差がより増加して砂の補給が不足した時に全体破壊に至るという一般的性状を確認した。

表-1 砂の諸元

|                      | 高森砂<br>A                                     | 砒砂<br>B                                      | 浅間山砂                                         |
|----------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|
| 比重 $G_s$             | 2.70                                         | 2.65                                         | 2.73                                         |
| 最大粒径 $D_{\max}$ (mm) | 1.0                                          | 1.0                                          | 4.0                                          |
| 最小粒径 $D_{\min}$      | 0.05                                         | 0.05                                         | 0.05                                         |
| 60%粒径 $D_{60}$       | 0.6                                          | 0.3                                          | 0.3                                          |
| 10%粒径 $D_{10}$       | 0.3                                          | 0.1                                          | 0.2                                          |
| 均等係数 $U$             | 2.0                                          | 2.4                                          | 1.8                                          |
| 乾燥単位体積重量 $\gamma_d$  | 1.50                                         | 1.55                                         | 1.50                                         |
| 間隙比 $e$              | 0.74                                         | 0.71                                         | 0.80                                         |
| 透水性係数 $k$ (cm/s)     | $5.0 \times 10^{-2}$<br>$2.5 \times 10^{-1}$ | $1.5 \times 10^{-2}$<br>$2.5 \times 10^{-2}$ | $5.0 \times 10^{-3}$<br>$5.6 \times 10^{-2}$ |

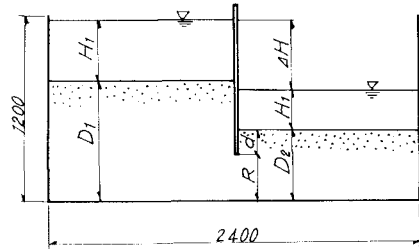


図-1 実験地盤概要

表-2 実験ケース

|        | $D_1$ | $D_2$ | $d$  |
|--------|-------|-------|------|
| Case-1 | 40    | 40    | 5 10 |
| Case-2 | 60    | 60    | 5 10 |
| Case-3 | 80    | 40    | 5 10 |

実験結果と理論解析との比較を行なうに際し、諸条件を組み込む事でできる方法で検討する必要がある。この実験では、浸透流の解析と砂の破壊に対する解析の2つを組合せて解析することとした。

解析には、有限要素法を用いて検討すると共に簡便化した理論式を提案し安全性に対する検討を行った。安全率  $F_s$  を、簡便化した理論式では、

$$F_s = \frac{W_{sat} + W_w + (U_L - U_R) \tan \phi + C \cdot L}{U} \dots (1)$$

(1)式において  
 $U$ ; 崩壊砂粒底面に作用する間隙水圧  
 $W_{sat}$ ; 崩壊砂粒の飽和重量  
 $W_w$ ; 下流側の水重  
 $U_L, U_R$ ; 崩壊砂粒左右面に作用する間隙水圧  
 $\phi$ ; 砂の内部摩擦角  
 $C \cdot L$ ; 崩壊砂粒の右面の粘着力によるせん断強さ  
と定義する。

とし、任意点の間隙水圧は、動水ポテンシャル  $\varphi$  を用いて

$$h = (0.5 - \frac{\varphi(x)}{\pi}) \Delta H \cdot \gamma_w + (H_z + y)$$

$$S = (U_L - U_R) \tan \phi + C \cdot L$$

$$= \left\{ \int_0^d h(\varphi) dy - \int_0^d h_{x=\Delta x}(\varphi) dy \right\} \tan \phi + C \cdot L$$

$$U = \int_0^{\Delta x} h_{y=\Delta x}(\varphi) dx$$

となる。以上の積分は、数値積分によって求められる。さらに、簡単に解く事を考えるならば矢板の先端の  $h$  および水平に  $\Delta x$  の点の  $h$  を用いて分布を台形と考えて計算しても電算を用いてポテンシャル分布を数値積分した結果を見ても、台形と仮定して計算して大差ないことが判明した。

実験結果との比較は、浸透水圧を実測値から得ることが望ましいが矢板の根入れ長が、5cm、10cmと比較的短く局所的分析を得るまでのデータは得られないこと、根入れ長に対する矢板厚さ7cmを無視できないことより、F.E.Mを用いて、矢板先端付近のポテンシャル分布を求めた。次に下流側のポテンシャル分布を上下流層厚が等しいとした場合の分布に相似であると仮定して、水頭差  $\Delta H$  を換算し、理論値と実験値の比較検討を行った。

また、既往の計算式との比較には、以下の式を用いて試みた。その結果を表-3に示す。

・Terzaghi式

$$F = \frac{\gamma_{sub} \cdot D}{\gamma_w \cdot h_a}$$

$h_a$ ; 矢板先端の水圧

・首都高速道路公団の式

$$H_s = a \cdot \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \frac{D_2}{P_0}$$

$a$ ; 定数 1.08

$D_2$ ; 下流側根入れ長

$P_0$ ; 矢板先端の水圧

表-3 各計算式における限界水頭差の比較

| Case | d(cm) | 高萩砂A | 高萩砂B | 本式   | Terzaghi式 | 首都高速道路公団式 |
|------|-------|------|------|------|-----------|-----------|
| 2    | 5     | 0.28 | 0.25 | 0.28 | 0.22      | 0.20      |
|      | 10    | 0.56 | 0.51 | 0.46 | 0.31      | 0.33      |
| 3    | 5     | 0.32 | 0.34 | 0.42 | 0.32      | 0.30      |
|      | 10    | 0.64 | 0.65 | 0.63 | 0.44      | 0.45      |

#### 4. おわりに

この実験では、矢板の根入れ長が短いのに対して矢板厚の影響が大きく、そのため矢板先端の精度の良いポテンシャルを得ることができなかったが基本的性状は求められた。また、この実験をもとに現在実施している実験では、二層地盤を想定した模型と対策工法に対する安全性について検討を行なうので結果の整理が可能であれば一部を報告したいと思う。

今後大規模な掘削工事における浸透流による破壊は、工事全体に影響を及ぼすものであり、設計・施工に対する合理的な対策を実験・理論の両方から研究されることを望むものである。尚、今回の実験において(株)建設技術研究所の榎本氏らに対し深く感謝の意を表します。