

掘削泥壁面への土圧に関する考察

高知高専 正 岡田 泰治
高知高専 正 大谷 亘

1. まえがき

泥水を使用して土留壁を設置することなく地盤を掘削する、いわゆる泥水工法において、未だ解明されていない課題の1つとして掘削泥壁面の安定機構がある。この泥壁面の安定に影響を与えると考えられる因子を(1)泥水側の安定因子として、泥水強度、泥水の受働抵抗、(2)泥膜(フィルターケーキ)による因子として、プラスター効果、変位拘束効果、半透膜現象による浸透圧、(3)地山側の因子として、泥水浸透域での地山のせん断特性改良による安定効果と、壁面に作用する土圧、および地下水による静水圧である。

このうち、特に重要な未解明因子として、壁面に作用する土圧、と泥膜により壁面変位を拘束することによる効果の2つであろう。そこで、このうち特に泥壁面への作用土圧について焦点をあて考察するため、泥壁面を有する非粘性土模型地盤を室内実験槽で作成し、その破壊実験を重ねてきた。

本報告では、この実験結果を基にして、まず泥壁面への作用土圧についての考え方をしめし(泥膜形成についても概略を及ぼす)、続いて泥壁面への土圧を直接算定する方法での破壊土塊の大きさについて検討を加える。

2. 泥壁面に作用する土圧とは

泥水と非粘性土を接触させることで、壁面が崩壊しない自立するためには、まず壁面に不透水膜が形成される必要がある。これが泥膜(フィルターケーキ)である。すなわち、泥水($\gamma = 1.04 \text{ t/m}^3$)は水頭差により地山中へ浸透しようとして境界面での濃縮作用により、ベントナイト粒子が土粒子に付着し砂の空隙を埋めてしまい薄い泥膜を形成することになる。図-2は泥膜の成長をしめしただけ、これによるとベントナイト粒子が境界面までの空隙を埋めるに要する時間は $t = 10 \sim 20$ 分である。

それ以降も水頭差(h)が泥膜が成長するとし、膜厚 D は膜の透水係数 k ($\div 2 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$)、膜の空隙率 n_c (約88%)とすると(1)式

$$(D+R)^2 - R^2 = \frac{2k \cdot m \cdot h}{1 - n_c} (t - t_0) \quad \text{--- (1)}$$

でしめされる。 m =泥水容積濃度(3%)、 R =土粒子半径(0.4 mm)、 $z=20 \text{ cm}$ とすると(1)式より24時間後の膜厚 $D=0.2 \text{ mm}$ となり実測値とは比較にならない程、成長が遅いことがわかる。すなわち、薄い泥膜が形成し以後の膜の成長は水頭差以外の要因(例えば界面動電現象による影響など)が支配的になっていくと考えられる。このようにして形成される泥膜によって、境界面で移動しなげに土粒子は、その移動を拘束され、同時に泥水の液圧により地山側へ押しつけられ壁は自立しようとする。このような状態になると当然地山側から壁面へ土圧が作用することになる。

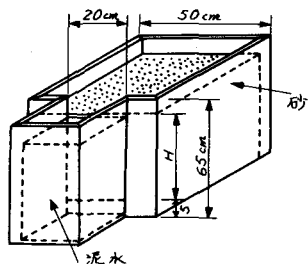


図-1 実験槽

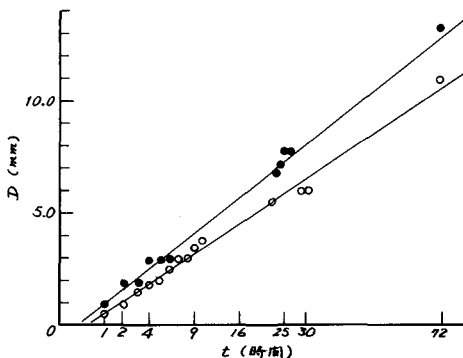


図-2 泥膜成長状況

では、この様な局部的な応力開放面（泥壁面）への作用工圧はどのように評価すればよいのかを検討してみる必要がある。すなわち、壁両端の変位拘束条件から2次元的な擁壁工圧をそのままこの泥壁面に使用出来ない。そこで図-1に示す実験槽を使用して、自主的に泥壁面を有する砂層の破壊実験を試み、その破壊土塊から直接これを検討してみることにした。まず、破壊土塊の大きさを検討する前に破壊時の壁面移動状況をしめすと図-3のように下オが大きく変位する回転のまわりをしめしている。

破壊土塊の形状は昨半報告（以下）と、平面では楕円形（2式）、縦断面では対数らせん形（3式）でしめされる。

$$Z = Z \text{ 平面の平面破壊形状 } f_{xL}/L = f_{xL} \times \sqrt{1 - (Z/L)^2} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} f_{xL}/L &= \frac{1}{R} \{ \cos \theta \exp(\theta \tan \phi) - \cos \theta_0 \exp(\theta_0 \tan \phi) \} \times f_{xL} \\ f_{zL}/L &= \frac{1}{R} \{ \sin \theta \exp(\theta \tan \phi) - \sin \theta_0 \exp(\theta_0 \tan \phi) \} \times f_{xL} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } R &= \cos \theta \exp(\theta \tan \phi) - \cos \theta_0 \exp(\theta_0 \tan \phi), \quad f_{xL} = f_{xL} \times \sqrt{1 - (Z/L)^2} \\ \text{また } \theta_0 &\text{は次式で満足する値であり、} f_{xL} \text{ は壁中央のライズ長さである。} \\ H_s/f_{xL} &= \frac{1}{R} \{ \sin \theta_0 \exp(\theta_0 \tan \phi) - \sin \theta \exp(\theta \tan \phi) \} \end{aligned} \quad (4)$$

この破壊土塊の形状で最小安全率を与える土塊寸法を調べるため、図-4に示す地盤を想定し、極点を中心とするセーメントから安全率を求めると（泥膜の変位拘束効果を無視した場合）以下になる。

$$f_c/H_s = 0.31, \quad f_c = 0.5 \text{ cm} \quad \text{で最小安全率 } F_s \text{ min} = 0.89$$

いま破壊実験結果から土塊寸法を（図-5, 6） $f_c/H_s = 0.31$
 $f_c = 7.8 \text{ cm}$ が応得される（泥膜中 $2L = 20 \text{ cm}$ ）。

ここでしめされた土塊寸法は計算土塊の大きさ f_c/H_s ではほぼ等しいが f_c が少し異なる値を与えると同時に $F_s \text{ min} < 1.0$ となっている。

次に泥膜の変位拘束効果による力 P_R が泥壁全面に等分布で存在すると仮定して $f_c = 7.8 \text{ cm}$ の時、最小安全率を与える場合を計算すると、

$P_R = 0.7 \text{ t/m}^2$ で $F_s \text{ min} = 0.93$ となり、この時が丁度実験破壊土塊と同じ大きさになった。

しかし、破壊実験で求める安全率は $F_s = 1.0$ と考えられるから、上記値も少し小さめな F_s である。このことを考慮すると、泥膜の効果として仮定した P_R 以外にもまだ安定化因子が存在すると考えられるが、実験が小規模であることから、計算では無視（実際でも無視出来ると考えられる）している、泥膜それ自身の強さ（例えば粘着力）や固定壁と泥膜の付着力等が安定にある程度影響しているものと考えられる。

この破壊土塊によって生ずる泥壁面への工圧は、この土塊形状よりクーロン流で直接算定を試みると、平均工圧係数は $K_A' = 0.16 \sim 0.18$ となっており、2次元クーロンの平面すべりによる主動工圧係数 $K_A \approx 0.22$ の約7~8割程度の値になっており、擁壁工圧より小さい工圧を与えることになる。

なお実験での使用砂は標準砂（ $e \approx 0.7$, $\phi' = 40^\circ$ ）である。

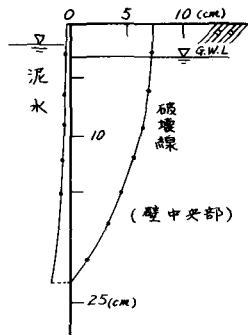


図-3 壁面移動状況

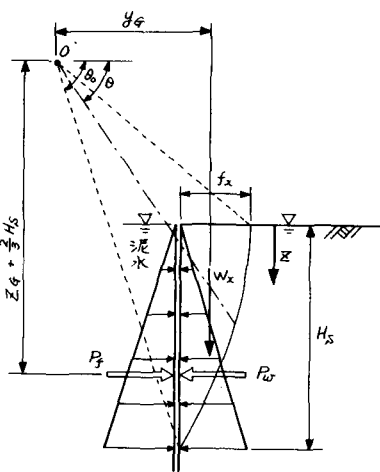


図-4 地盤破壊模式図

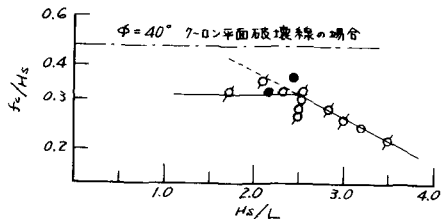


図-5 $f_c/H_s \sim H_s/L$

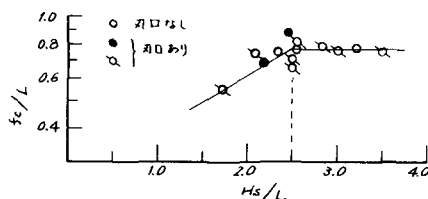


図-6 $f_c/L \sim H_s/L$