

III-254

鋼管矢板護岸の安定に関する極限解析

京都大学工学部 正会員 関口秀雄
京都大学防災研究所 正会員 三村 衛

1. はじめに

軟弱粘土地盤の安定解析には円弧すべり法を用いることが多い。同方法は、上界法の一つであるが、鋼管矢板のように剛性の高い壁体を含む系に適用すると、過大な崩壊荷重、すなわち過大な安全率を与える傾向がある。筆者らが経験したケースを図-1に模式的に示す。潮位低下時の安定性が懸案である。矢板の強度を全く無視すると、安全率Fの値は0.70にすぎない。一方、鋼材の切断抵抗を考慮すると、Fの値は4.3になる。しかしながら、この種の護岸の過去の挙動実績からすると、後者の安全率は非現実的といわざるを得ない。

矢板が存在する場合、図-1に示すようなパターンが最も危険なメカニズムであるとはいえない。むしろ、別の崩壊機構の方がより良い上界値を与える可能性が高い。以下では、いま述べたことをふまえた極限解析を試みる。

2. 矢板の塑性ヒンジ形成を考慮した極限解析

本解析で扱う問題を図-2に示す。水平な粘土地盤（せん断強度 s_u ）に矢板が打設されている。矢板の両側面は滑らかとする。矢板の背面側に急速に、せん断強度ゼロの高濃度流体（単位体積重量 γ^* ）を投入する。この場合の系全体の安定性を極限定理に基づいて検討する。

崩壊機構としては、矢板中に塑性ヒンジが形成され、その上側の壁体が港外側に剛体的に回転すると考える。土塊1と2は、それに対応して生じる塑性変形域である。それらの外方は剛体域である。

領域2を例にとって速度場を具体的に示すと、次のようである。

$$\left. \begin{aligned} v_x &= \dot{\theta} \cdot \left(\ell_p - \frac{1}{\tan \alpha} \cdot x - y \right) \\ v_y &= -\frac{\dot{\theta}}{\tan \alpha} \cdot \left(\ell_p - \frac{1}{\tan \alpha} \cdot x - y \right) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに、 α は剛塑性境界と矢板のなす角度、 $\dot{\theta}$ は矢板の回転速度である（図-3参照）。式(1)から明かなように、領域2では至るところ、塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ は一定になる。なお、同様の性質が領域1でも成り立つ。

極限定理によると、外力仕事率Wが塑性エネルギー消散率Dを越える場合、その系は崩壊する¹⁾。すなわち、

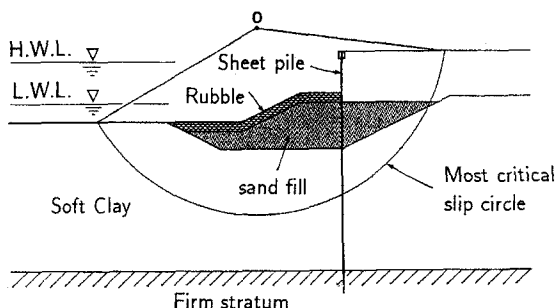


図-1 円弧すべり法適用上の問題点

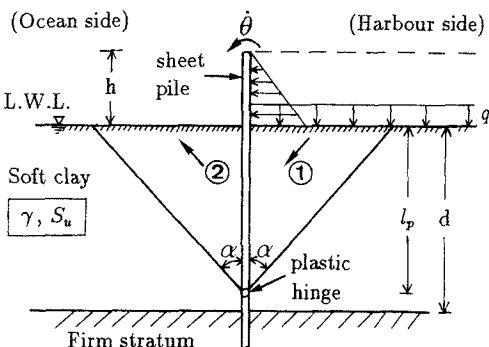


図-2 本解析の要点を示すスケッチ

$$W_p + W_q + W_1 + W_2 \geq D_1 + D_2 + D_{ph} \quad (2)$$

ここに、

$$W_p = \frac{1}{6} \gamma^* \cdot \dot{\theta} \cdot h^2 \cdot (3\ell_p + 2h) \quad (3) \quad W_q = \frac{1}{2} q \cdot (\ell_p)^2 \cdot \dot{\theta} \quad (4)$$

$$W_1 = \frac{1}{6} \gamma \cdot (\ell_p)^3 \cdot \dot{\theta} \quad (5) \quad W_2 = -\frac{1}{6} \gamma \cdot (\ell_p)^3 \cdot \dot{\theta} \quad (6)$$

$$D_1 = D_2 = \frac{k \cdot \dot{\theta} \cdot (\ell_p)^2}{\sin 2\alpha} \quad (7)$$

$$D_{ph} = M_p \cdot \dot{\theta} \quad (8)$$

である。ただし、 M_p は矢板の単位奥行長あたりの塑性モーメントを表す。

不等式(2)の右辺の値は、 $\alpha = \pi/4$ の場合に最大となる。したがって、最小の崩壊荷重は次のように表すことができる。

$$\gamma^* \cdot h_{cr} \cdot (h_{cr}/\ell_p) \cdot (1 + \frac{1}{3} h_{cr}/\ell_p) + q_{cr} = 4S_u + \frac{2M_p}{(\ell_p)^2} \quad (9)$$

ただし、 $q_{cr} = \gamma^* \cdot h_{cr}$ である。

3. 考察

式(9)に基づいて作成した図が、図-4である。ここでは、粘土地盤の非排水せん断強度 S_u の値として 2 tf/m^2 を採用している。横軸は、矢板の奥行1 mあたりの塑性モーメントである。代表的な鋼管の M_p の値を横軸上に示してある。まず、塑性ヒンジまでの深さ l_p が10 mの場合を考えてみよう。直径800 mm、肉厚9 mmの鋼管では、パラメータ n の値は5.4である。この値は、プラントルの支持力係数5.14より、わずかに大きい程度である。大口徑鋼管（ $\phi 1500 \text{ mm}$, $t16 \text{ mm}$ ）を使用すると、支持力係数 n の値は8.7となる。ただし、この場合でも支持力の増加率は60%程度であり、本報告の最初にふれた円弧すべり法による解析とはオーダーを異にしている。

ここで対象としている自立式矢板では、長さパラメータ l_p の2乗に比例して、支持力への寄与が低減する。図-4の計算例でも $l_p = 15 \text{ m}$ になると、大口徑鋼管であっても、予測される支持力増加はそれほど顕著にはならない。タイロッドなどの設置が工学的には不可欠ということの意味しているのであろう。今後さらに、この方面の考察を進めたい。

参考文献 1) Drucker and Prager (1952). Q. Appl. Math., Vol. 4, No. 4, 381-389.

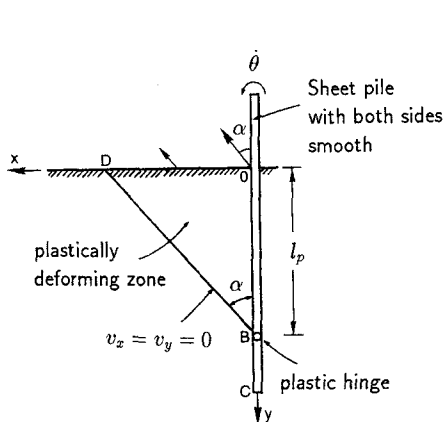


図-3 崩壊機構の詳細（領域2）

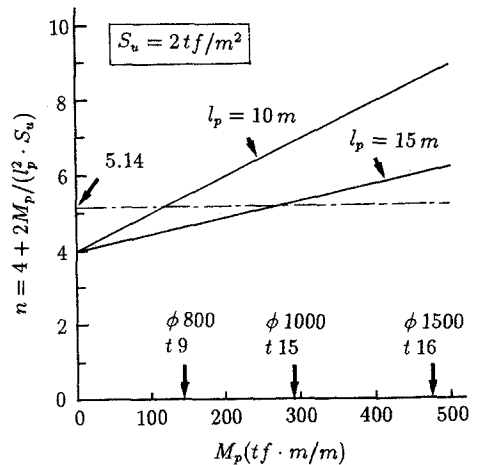


図-4 鋼管矢板の存在による支持力の増加効果