

III-347

地盤-鋼矢板系の安定に関する極限解析

京都大学工学部 正員 ○小林俊一 関口秀雄
阪急電鉄 井上美由紀

1. はじめに

軟弱粘土地盤に打設される鋼製矢板護岸の安定解析に円弧すべり法を用いると過大な崩壊荷重を与える傾向がある。矢板が存在する場合には、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。ここでは軟弱粘土地盤と基礎地盤よりなる2層系地盤を対象に図-1に示す問題を取り扱う。すなわち水平な粘土地盤(非排水せん断強度 C_1)に矢板が打設され、矢板の先端は下部の基盤(非排水せん断強度 C_2)中まで打ち込まれている。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 $S_u = 0$ 、単位体積重量 γ^* の高濃度流体を投入する。このとき矢板の塑性ヒンジ形成を考慮した極限解析を行い、塑性ヒンジの形成される層によって異なる2つのモード(I, II)に対して考察を行う。

2. 矢板の塑性ヒンジ形成を考慮した極限解析

a) 上界法による解析 崩壊機構としては、下部地盤の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モードIを考える。土塊1と2は、それに対応して生じる塑性変形域である。それらの外側は剛体域である。与えた速度場については文献1を参照されたい。

極限定理によると、外力仕事率が塑性エネルギー消散率を越える場合、系は崩壊する。塑性エネルギー消散率は $\alpha = \pi/4$ の時に最小となるので、埋立高さ h は塑性ヒンジの深さ l_p を表すパラメータ a と以下の関係にある。

$$\gamma^* \cdot h^3 + 3(1+a) \cdot D \cdot \gamma^* \cdot h^2 + 3(1+a)^2 \cdot D^2 \cdot \gamma^* \cdot h - 12D^2 \cdot \{C_1 \cdot 2a + 1 + C_2 \cdot a^2\} - 6M_p = 0 \quad (1)$$

ここに D は軟弱粘土地盤の層厚、 M_p は矢板の単位奥行あたりの塑性モーメント、また $l_p = (1+a)D$ である。 h の a に関する極値 $\frac{\partial h}{\partial a}$ がゼロとなる a_{cr} の関係式を求め、式(1)に代入すると、限界埋立高さ h_{cr} の関係式が

$$\begin{aligned} & (\gamma^* h_{cr} - 4C_2) \left[\gamma^{*2} h_{cr}^4 - 16C_2 \gamma^* h_{cr}^3 + 48(C_1 - C_2) \gamma^* D h_{cr}^2 \right. \\ & \left. + \{48(C_1 - C_2) \gamma^* D^2 - 24M_p \gamma^*\} h_{cr} + \{-192C_1(C_1 - C_2)D^2 + 96C_2 M_p\} \right] = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

となる。第一項は工学的にはゼロにならないので、第二項の h_{cr} に関する4次方程式を解けば具体的な値が求められる。式(2)の解 h_{cr} が $cr \geq 0$ を満たせばモードIは成り立つ。すなわち式(2)による h_{cr} は解である。

もし $a_{cr} < 0$ であれば、塑性ヒンジは軟弱粘土層内に形成されるモードIIであるので、一層系の問題として解き直す必要がある。具体的には、式(2)で $C_1 = C_2$ とおけば良い。

b) 下界法による解析 まず図-2の応力場を考える。埋立部分には水平方向に高濃度流体の静水圧が作用し、塑性ヒンジ上側の地盤はそれぞれ主働土圧、受働土圧領域である。

塑性ヒンジ上側の矢板の力の釣合を求め、曲げモーメントの極値がちょうど塑性モーメントに等しいとき最小の崩壊荷重を与える。すなわち $|M|_{max} = M_p$ とおく。このときの $a = a_{cr}$ 、 h_{cr} は上界法で求めた解に一致する。

この解が下界定理に基づく解であるためには、許容な応力場を見いだす必要がある。ここでは塑性ヒンジより下側の矢板および地盤が降伏していない応力場を見いだせば良い。そこで半無限長の矢板-地盤系を対象として矢板のたわみ y の解を弾性支承上の梁の理論を参照して、次のように求めた。

$$y = \exp\left(-\frac{\beta x}{\sqrt{2}}\right) \left\{ \frac{M_p}{EI\beta^2} \left(\cos \frac{\beta x}{\sqrt{2}} - \sin \frac{\beta x}{\sqrt{2}} \right) \right\} \quad \beta = \sqrt{\frac{k}{EI}}, \text{ここに } k: \text{地盤反力係数}, EI: \text{矢板の曲げ剛性} \quad (3)$$

となる。地盤反力 R は矢板のたわみに比例し、 $R = -ky$ となる。

矢板の曲げモーメント、および地盤反力の絶対値の深さ方向の分布は塑性ヒンジ位置で最大値を持つことから、ヒンジ下側の矢板は降伏していないことがわかる。また、

$$4C_2 - \gamma^* h_{cr} \geq \beta^2 M_p \quad (4)$$

を満たせば地盤も降伏していない。右辺の $\beta^2 = \sqrt{\frac{k}{EI}}$ に着目すれば、十分に大きな剛性を有する矢板を使用することによって塑性ヒンジより下側の地盤は降伏しないことがわかる。

例えば式(4)のうち等号が成り立つ場合、すなわちヒンジの上側と連続的に接続する応力場を考えれば、一つの許容な応力場が発見的に見いだされことになり、下界値が求められた。

上界値および下界値が一致するので、式(2)で表される h_{cr} は正解値である。

3. 考察

式(2)に基づいて、表-1に示す6ケースについて解析を行った。まず塑性ヒンジの深さ l_p と軟弱粘土地盤層厚 D の関係を図-3に示す。下部の基盤の強度が十分に大きければ、塑性ヒンジはほぼ2層の境界部分で形成される。また曲線の傾きの変わる点を境にモードが異なっている。限界埋立高さ h_{cr} と D の関係を図-4に示す。 D が大きくなるとモードIIに移行し、支持力は基盤強度によらず一定値となる。基盤層内の矢板に作用する水平力を矢板背面に作用する高濃度流体の静水圧力で無次元化した量と D の関係を図-5に示す。 D が小さい領域では1.0を越えているが、これは主働側の土圧も支持しているためである。 D の増加と共に基盤層の支持効果は急速に低下する。

今後の課題として、矢板中の厳密な塑性域に関する議論、軟弱粘土の強度分布やタイロッド打設による支持力の変化の評価などが挙げられる。

参考文献 [1] 関口・三村 鋼管矢板護岸の安定に関する極限解析、土木学会第47回年次学術講演会、1992

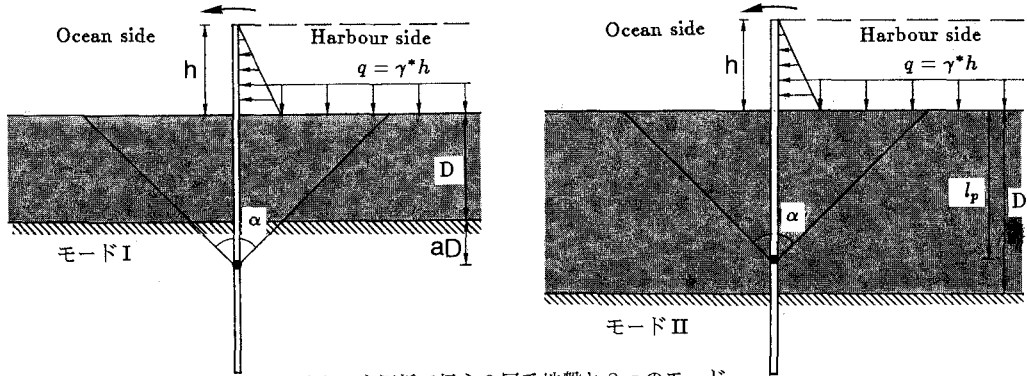


図-1 本解析で扱う2層系地盤と2つのモード

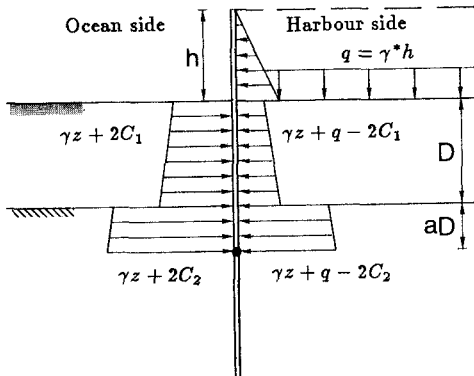


図-2 仮定した応力場

表-1 解析に用いたパラメータ

case	$M_p (tf \cdot m/m)$	$C_1 (tf/m^2)$	$b = C_1/C_2$	$\gamma * (tf/m^3)$
1	100.0	2.0	0.01	1.4
2	100.0	2.0	0.1	1.4
3	200.0	2.0	0.01	1.4
4	200.0	2.0	0.1	1.4
5	300.0	2.0	0.01	1.4
6	300.0	2.0	0.1	1.4

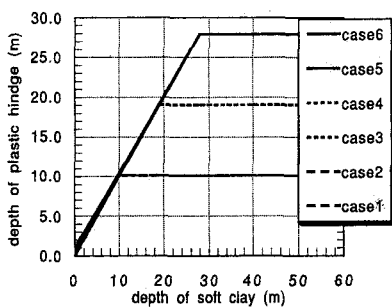


図-3 軟弱地盤層厚と塑性ヒンジ深さの関係

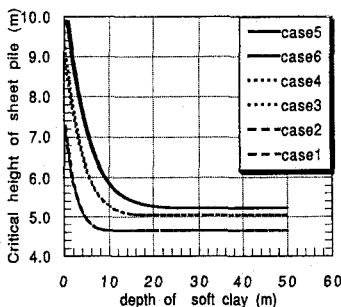


図-4 軟弱地盤層厚と限界埋立高さの関係

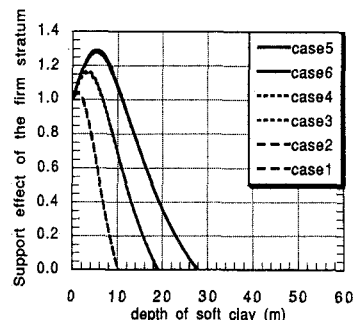


図-5 軟弱地盤層厚と基盤層の支持効果の関係