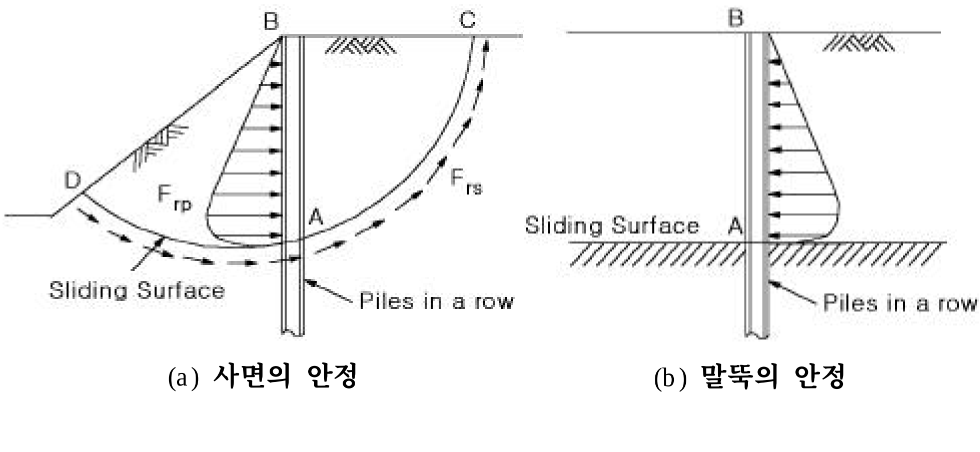
제 4 장 억지말뚝이 설치된 사면의 안정해석법

4.1 안정해석법

말뚝의 설계시에는 2가지 중요한 요인이 있다. 즉 말뚝간격을 보다 엄밀히 고려하는 것과 억지말뚝과 굴착사면 양자의 안정해석을 보다 유기적이고 계통적으로 행하는 것이다. 따라서 본 절에서는 말뚝이 설치된 사면의 안정해석법을 말뚝이 설치된 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대해 설명하고자 한다.

억지말뚝이 설치된 사면의 안정을 해석하기 위해서는 그림 4.1에 도시된 바와 같이 말뚝과 사면의 두가지 안정에 대하여 해석하여야 한다. 만약 토괴활동에 의하여 말뚝에 작용하는 측방토압(혹은 말뚝으로부터 활동토괴에 대한 저항력)을 알 수 있다면 그림 4.1(b)에 도시된 바와 같이 말뚝의 안정을 먼저 검토할 수 있다. 이때 말뚝의 안정은 그림에서 서술된 바와 같이 수평하중을 받는 말뚝의 해석법을 적용할 수 있다. 말뚝의 안정해석을 통하여 말뚝의 안정성이 확보되면 말뚝에 작용하던 수평하중을 그림 4.1(a)와 같이 말뚝의 수평저항력으로 간주할 수 있다. 이 수평저항력을 사면활동 저항력에 부가시켜 통상의 사면안정해석법을 적용하면 사면의 안정을 검토할 수 있다.



(a) 사면의 안정　　　　(b) 말뚝의 안정

그림 4.1 말뚝의 사면안정도

여기서, 측방토압의 산정은 사면의 안정을 위한 억지말뚝 설계에 있어서 매우 중요한 사항이 되므로 이 값을 정확하게 예측하는 것이 대단히 중요하다. 왜냐하면, 말뚝의 안정과 사면의 안정에 미치는 측방토압의 영향이 서로 상반되기 때문이다. 즉, 측방토압을 실제보다도 크게 산정하여 설계할 경우, 말뚝의 안정에 관하여는 안전측이나 사면의 안정에 관하여는 위험측이 된다. 반대로 측방토압을 실제보다 적게 산정하여 설계할 경우에는 그 반대현상이 발생할 것이다(Ito et al., 1979a, 1979b).

4.1.1 말뚝의 안정해석법

억지말뚝의 안정에 관하여는 그림 4.1(a)에 표시된 바와 같이 활동면상의 토괴에 의하여 말뚝이 $P_{mi}(\bar{z})$의 측방토압을 받는다고 생각하면 주동말뚝에 대하여 이용하는 수평력을 받는 말뚝의 해석법이 적용될 수 있다(홍원표, 1983). 단, 수동말뚝의 경우는 활동면상의 말뚝에 작용하는 측방토압이 분포하중이 된다. 이 측방토압을 분포하중으로 취급할 경우 말뚝거동에 관한 기본방정식은 그림 4.2에 도시된 바와 같이 활동면 상부와 하부말뚝에 작용하는 측방토압 및 지반반력을 적용하여 다음 식으로 표현된다(한중근, 1989 ; 홍원표, 1991).

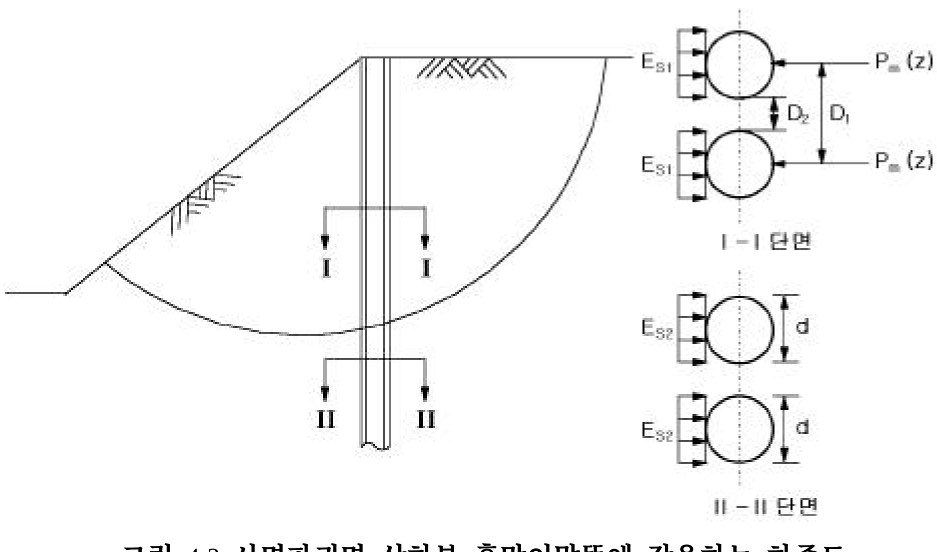


그림 4.2 사면파괴면 상하부 흙막이말뚝에 작용하는 하중도

$$E_pI_p\frac{d^4y_{1i}}{dz^4} = P_{mi(z)} - E_{s1i}y_{1i} \quad (0 \le z \le H)$$
$$E_pI_p\frac{d^4y_{2i}}{dz^4} = - E_{s2i}y_{2i} \quad (H < z \le L_p) \qquad (4.1)$$

여기서 i 는 다층지반의 각 지층번호를 의미하며 z 는 지표면에서부터의 깊이, H 는 파괴면에서 말뚝머리까지의 거리, L_p 는 말뚝길이, y_{1i} 및 y_{2i} 는 각 각 파괴면 상하의 각 지층의 말뚝의 변위, E_pI_p 는 말뚝의 휨강성, E_{1i} 및 E_{2i} 는 각각 사면파괴면 상하부의 각 지층의 지반계수이다. 파괴면 상부지층의 측방토압 $P_{mi}(z)$ 는 각 지층에 대하여 구하여진 말뚝 1개당의 측방토압으로 깊이 z 에 대하여 $f_{1i} + f_{2i}z$ 의 직선분포로 작용한다.

식(4.1)을 풀면 말뚝의 변위에 대한 일반해는 다음식과 같이 얻어진다.

$$\begin{aligned} y_{1i} &= e^{-\beta_{1i}z}(a_{1i}\cos\beta_{1i}z + a_{2i}\sin\beta_{1i}z) \\ &+ e^{\beta_{1i}z}(a_{3i}\cos\beta_{1i}z + a_{4i}\sin\beta_{1i}z) \\ &+ (f_{1i} + f_{2i}z)/E_{s1i} \end{aligned} \qquad (4.2a)$$

$$\begin{aligned} y_{2i} &= e^{-\beta_{2i}z}(b_{1i}\cos\beta_{2i}z + b_{2i}\sin\beta_{2i}z) \\ &+ e^{\beta_{2i}z}(b_{3i}\cos\beta_{2i}z + b_{4i}\sin\beta_{2i}z) \end{aligned} \qquad (4.2b)$$

여기서 a_{1i}, a_{2i}, a_{3i}, a_{4i}, b_{1i}, b_{2i}, b_{3i} 및 b_{4i} 는 적분상수로, 말뚝의 두부와 선단에서의 구속조건 및 파괴면과 각 지층경계위치에서의 말뚝의 연속조건에 의하여 결정된다. 또한, β_{1i} 는 $\sqrt[4]{E_{s1i}/4E_pI_p}$ 이고 β_{2i} 는 $\sqrt[4]{E_{s2i}/4E_pI_p}$ 이다. 말뚝두부의 구속조건으로는 자유, 회전구속, 힌지 및 고정의 네종류를 생각할 수 있다.

이와 같은 구속조건은 다음과 같은 상태와 대응시켜 생각할 수 있다. 즉, 회전구속은 말뚝두부를 보로 연결한 형태에 해당되며 고정은 이 연결보를 타이로드

나 앵커로 지지시킨 경우에 해당된다. 한편 힌지는 고정과 유사하나 말뚝두부의 연결보가 회전이 가능하도록 연결시킨 경우에 해당된다.

적분상수값들은 말뚝두부와 선단의 구속조건과 활동면상에서의 말뚝의 연속조건에 의하여 구하여 지며 말뚝의 구속조건은 다음과 같다.

자유 (변위와 회전이 모두 가능) $M=0,\ S=0$

회전구속 (변위만 가능) $M=0,\ \theta=0$

힌지 (회전만 가능) $Y=0,\ M=0$

고정 (변위와 회전이 모두 불가능) $Y=0,\ \theta=0$

또한, 연속조건은 다음과 같다.

$[Y]_{z=0}=[Y_1]_{z=0}=[Y_2]_{z=0}$

$[\theta]_{z=0}=[\theta_1]_{z=0}=[\theta_2]_{z=0}$

$[M]_{z=0}=[M_1]_{z=0}=[M_2]_{z=0}$

$[S]_{z=0}=[S_1]_{z=0}=[S_2]_{z=0}$

위의 말뚝두부 및 말뚝선단의 구속조건과 연속조건에 의한 식을 매트릭스로 표시하면 식(4.3)과 같다.

$$[A][X]=\{C\} \tag{4.3}$$

$[A]$: 계수 매트릭스

$[X]^T$: $[a_{1i},\ a_{2i},\ a_{3i},\ a_{4i},\ b_{1i},\ b_{2i},\ b_{3i},\ b_{4i}]$

$\{C\}$: 벡터

따라서, 구하고자 하는 $[X]$는 식(3.4)와 같이 된다.

$$[X]=[A]^{-1}\{C\} \tag{4.4}$$

식(4.4)에서 구한 $a_{1i},\ a_{2i},\ a_{3i},\ a_{4i},\ b_{1i},\ b_{2i},\ b_{3i}$ 및 b_{4i}의 적분상수를 이용하여, 말뚝두부 및 선단의 구속조건 종류에 따라 말뚝의 거동을 고려할 수 있

다.

사면파괴면 상부의 지반반력을 기대하기 어려운 경우 E_{s1i} 는 0이 되며, 이 경우의 말뚝의 거동을 해석하기 위한 적분상수는 표 4.1과 같다.

표 4.1 적분상수

Fixity condition		Free head	Unrotated head
Integral constants	a_0	$\frac{H'}{12E_pI_p\beta^3}\{3(2+\beta H')f_1-H'(3+2\beta H')f_2\}$	$\frac{H'}{48E_pI_p\beta^3(1+\beta H')}\{4(2\beta^2(H')^2+6\beta H'+3)f_1-H'(5\beta^2(H')^2+12\beta H'+6)f_2\}$
	a_1	$\frac{-H'}{12E_pI_p\beta^3}\{6(1+\beta H')f_1-H'(3+4\beta H')f_2\}$	$\frac{-(H')^2}{24E_pI_p(1+\beta H')}\{4(3+2\beta H')f_1-H'(6+5\beta H')f_2\}$
	a_2	$\frac{H'^2}{12E_pI_p}(3f_1-2H'f_2)$	$\frac{H'}{48E_pI_p\beta(1+\beta H')}\{4(2\beta^2(H')^2-3)f_1-H'(5\beta^2(H')^2-6)f_2\}$
	a_3	$\frac{H'^2}{12E_pI_p}(2f_1-H'f_2)$	$\frac{H'}{12E_pI_p}(2f_1-H'f_2)$
	A	$\frac{H'}{12E_pI_p\beta^3}\{3(2+\beta H')f_1-H'(3+2\beta H')f_2\}$	$\frac{H'}{48E_pI_p\beta^3(1+\beta H')}\{4(2\beta^2(H')^2+6\beta H'+3)f_1-H'(5\beta^2(H')^2+12\beta H'+6)f_2\}$
	B	$\frac{-(H')^2}{12E_pI_p\beta^2}(3f_1-2H'f_2)$	$\frac{H'}{48E_pI_p\beta(1+\beta H')}\{4(2\beta^2(H')^2-3)f_1-H'(5\beta^2(H')^2-6)f_2\}$
Pile deflection		$y_1=a_0+a_1\bar{z}+a_2\bar{z}^2+a_3\bar{z}^3+\frac{f_1}{24E_pI_p}\bar{z}^4+\frac{f_2}{120E_pI_p}\bar{z}^5 \quad (-H'\le\bar{z}\le 0)$ $y_2=e^{-\beta\bar{z}}(A\cos\beta\bar{z}+B\sin\beta\bar{z}) \quad (\bar{z}\ge 0)$	
Maximum bending moment $(-H\le\bar{z}\le 0)$		$-2E_pI_pa_2 \quad at \quad \bar{z}=0$	$-E_pI_p(2a_2-6a_3H'+\frac{f_1}{2E_pI_p}(H')^2-\frac{f_2}{6E_pI_p}(H')^3) \quad at \quad \bar{z}=-H'$
Maximum bending moment $(\bar{z}\ge 0)$		$-2E_pI_p\beta^2e^{-\beta\bar{z}_2-B\cos\beta\bar{z}_2}(A\sin\beta\bar{z}_2-B\cos\beta\bar{z}_2)$ $at \quad \bar{z}_2=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{A+B}{A-B}$	$-2E_pI_p\beta^2e^{-\beta\bar{z}_2-B\cos\beta\bar{z}_2}(A\sin\beta\bar{z}_2-B\cos\beta\bar{z}_2)$ $at \quad \bar{z}_2=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{A+B}{A-B}$
Depth $\bar{z}_3$		$\infty \quad or \quad \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\frac{A}{B})$	
Depth $\bar{z}_4$		$\infty \quad or \quad \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\frac{A-B}{A+B})$	

표 4.1 적분상수(계속)

Hinged head	Fixed head
$\frac{(H')^3}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{15(2+\beta H')(3+\beta H')f_1$ $-H'(7\beta^2(H')^2+27\beta H'+30)f_2\}$	$\frac{(H')^4}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{5(3+\beta H')^2 f_1$ $-H'(2\beta^2(H')^2+9\beta H'+12)f_2\}$
$\frac{-(H')^2}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{15(2\beta^3(H')^3+5\beta^2(H')^2$ $-6)f_1-H'(14\beta^3(H')^3+27\beta^2(H')^2-30)f_2\}$	$\frac{-(H')^3}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{10(\beta^3(H')^3+3\beta^3(H')^2$ $-6)f_1-H'(4\beta^3(H')^3+9\beta^2(H')^2-15)f_2\}$
$\frac{(H')^2}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{15(\beta^3(H')^3-\beta H'-6)f_1$ $-H'(7\beta^3(H')^3-30\beta H'-30)f_2\}$	$\frac{\beta(H')^3}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{5(\beta^3(H')^3-9\beta H'-12)f_1$ $-H'(2\beta^2(H')^3-12\beta H'-15)f_2\}$
$\frac{(H')^2}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{5(5\beta^2(H')^2+12\beta H'+6)f_1$ $-H'(9\beta^2(H')^2+20\beta H'+10)f_2\}$	$\frac{\beta^2(H')^3}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{10(2+\beta H')f_1$ $-H'(5+3\beta H')f_2$
$\frac{(H')^3}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{15(2+\beta H')(3+\beta H')f_1$ $-H'(7\beta^2(H')^2+27\beta H'+30)f_2\}$	$\frac{(H')^4}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{5(3+\beta H')^2 f_1$ $-H'(2\beta^2(H')^2+9\beta H'+12)f_2\}$
$\frac{-(H')^2}{120E_pI_p\beta\{1+2(1+\beta H')^3\}}\{15(\beta^3(H')^3-6\beta H'-6)f_1$ $-H'(7\beta^3(H')^3-30\beta H'-30)f_2\}$	$\frac{-(H')^3}{120E_pI_p(1+\beta H')\{2+(1+\beta H')^3\}}\{5(\beta^3(H')^3-9\beta H'-12)f_1$ $-H'(2\beta^2(H')^3-12\beta H'-15)f_2\}$
$y_1 = a_0 + a_1\bar z + a_2\bar z^2 + a_3\bar z^3 + \frac{f_1}{24E_pI_p}\bar z^4 + \frac{f_2}{120E_pI_p}\bar z^5 \quad (-H'\le\bar z\le 0)$ $y_2 = e^{-\beta\bar z}(A\cos\beta\bar z + B\sin\beta\bar z) \quad (\bar z\ge 0)$	
$-E_pI_p(2a_2+6a_3\bar z_1+\frac{f_1}{2E_pI_p}(\bar z_1)^2+\frac{f_2}{6E_pI_p}(\bar z_1)^3)$ $at\ \bar z_1=\frac{-f_1\pm\sqrt{(f_1)^2-12E_pI_pa_3f_2}}{f_2}$	$-E_pI_p(2a_2-6a_3H'+\frac{f_1}{2E_pI_p}(H')^2-\frac{f_2}{6E_pI_p}(H')^3)$ $at\ \bar z_1=-H'$
$2B\beta^2E_pI_p \quad at\ \bar z=0$	$2B\beta^2E_pI_p \quad at\ \bar z=0$
$\infty\ or\ \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\frac{A}{B})$	
$\infty\ or\ \frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\frac{A-B}{A+B})$	

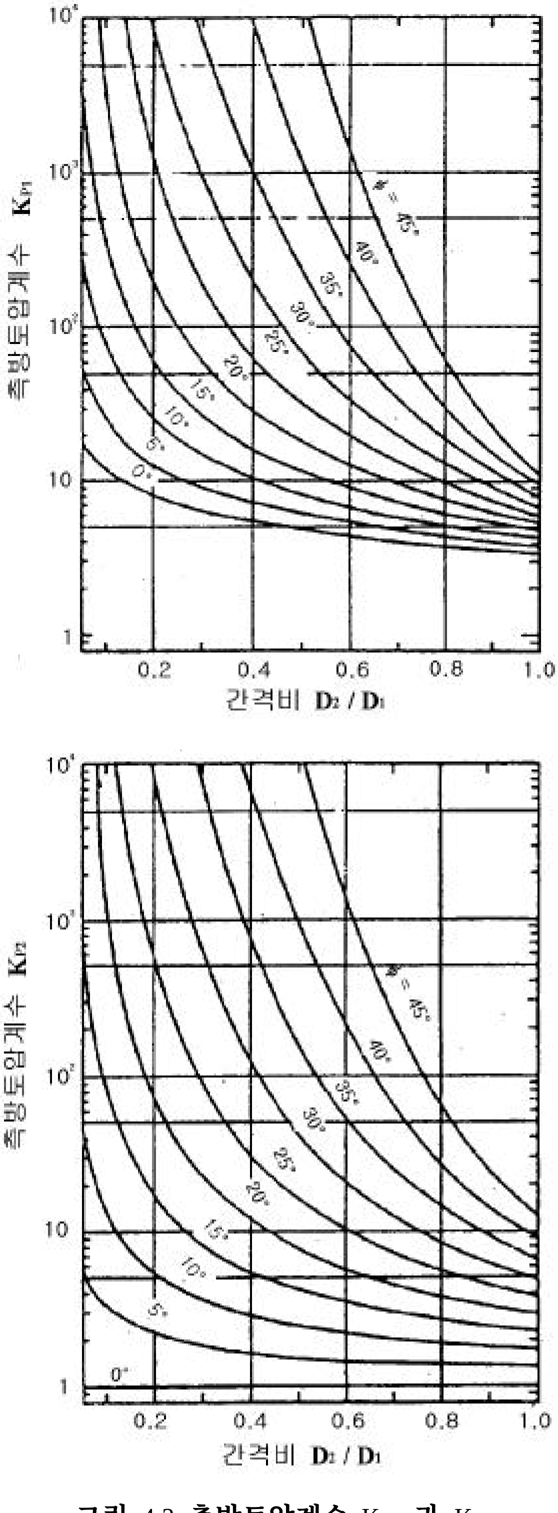


그림 4.3 **측방토압계수** K_{p1} **과** K_{p2}

이들 미분방정식의 일반해를 구하여 말뚝두부와 선단의 경계조건과 가상사면 파괴면에서의 말뚝연속조건으로 해를 구할 수 있다. 여기서 줄말뚝에 작용하는 측방토압은 줄말뚝의 간격과 말뚝주변지반의 소성상태를 고려하여 유도 정리한 다음식으로 구할 수 있다.

$$P_m(\bar{z}) = \alpha_m P(\bar{z}) \tag{4.5}$$

$$P(\bar{z})/d = K_{p1} c + K_{p2}\, \sigma_H(\bar{z}) \tag{4.6}$$

여기서 K_{p1}과 K_{p2}는 측방토압계수이고 그림 4.3를 이용하여 구할 수 있다. α_m 은 측방토압발달계수이고, σ_H 는 말뚝전면에 지반의 측방유동에 저항하여 작용하는 토압으로 Rakine주동토압을 사용한다.

암반파괴와 같은 말뚝의 강성에 비하여 지반의 강성이 큰 경우를 제외하면 일반적으로 말뚝의 파괴는 휨응력에 의하여 발생된다. 따라서, 통상 말뚝의 안정에 대한 안전율 $(F_S)_{pile}$ 은 허용휨응력 σ_{allow} 와 최대휨응력 σ_{max} 의 비로 다음과 같이 구한다.

$$(F_S)_{pile} = \sigma_{allow} / \sigma_{max} \tag{4.7}$$

상기와 같이 휨파괴를 발생하지 않는 경우에는 말뚝의 전단응력에 의하여 다음과 같이 검토할 필요가 있다.

$$(F_S)_{pile} = \tau_{allow} / \tau_{max} \tag{4.8}$$

여기서, τ_{allow} 는 허용전단응력, τ_{max} 는 최대전단응력이다. 식(4.7) 및 식(4.8)의 안전율이 1보다 클때 말뚝의 안정이 확보될 수 있다.

4.1.2 말뚝의 극한수평반력

사면활동시 억지말뚝의 해석은 수동말뚝의 해석방법이 채택하므로서 말뚝의 거동 및 지반의 거동 그리고 각각의 안정해석이 수행되어진다. 그러나, 식(4.1)에서 보는 바와 같이 말뚝에서 발생되는 변위에 의한 지반의 반력은 주동말뚝해석에서 고려하는 지반반력이 적용될 수 있을 것이다.

즉, 기존의 식(4.1)에서 고려한 바와 같이 단순히 말뚝의 발생변위와 지반반력을 고려하는 경우는 실제 지반거동과는 차이가 있을 것이다. 따라서 말뚝에 작용하는 수동저항의 항은 주동말뚝의 해석개념이 도입되어야 한다.

주동말뚝의 파괴형태는 말뚝파괴 및 지반파괴의 둘로 구분된다. 먼저 말뚝파괴는 수평력에 의하여 말뚝에 발생한 응력이 말뚝재료의 허용응력을 초과하여 말뚝의 전길이에 걸쳐서 한 개 혹은 수 개의 소성힌지(Plastic hinge)가 발생하는 경우의 파괴형태이며 지반파괴란 말뚝이 수평력을 받아 지반속에서 일체로 움직이거나 회전하게 되는 경우의 파괴형태이다. 강성이 크고 길이가 짧은 말뚝이 수평력을 받게 되면 말뚝은 지반으로부터 반력을 받게 되며 이 반력의 극한치를 극한수평지반반력(Ultimate lateral soil reaction)이라 하며 강말뚝의 설계에서 중요한 사항으로 취급되고 있다.

가. 이론해석

그림 4.4은 수평력을 받는 구형 및 원형단면을 가지는 강말뚝의 설치상태를 개략적으로 도시한 것이다. 여기서 R_u는 극한수형하중, L_e는 지표면에서 하중이 가하여지는 곳까지의 거리, L_s는 말뚝의 지중관입길이, L_p는 말뚝길이이다.

말뚝이 두부에 수평력을 받아 이동하게 되면 지반으로부터 반력을 받게된다. 이 반력중 극한상태의 반력을 산정할 수 있는 이론식을 유도함에 있어서 수동말뚝에서 행하였던 방법을 응용하기로 한다.(홍원표, 1984)

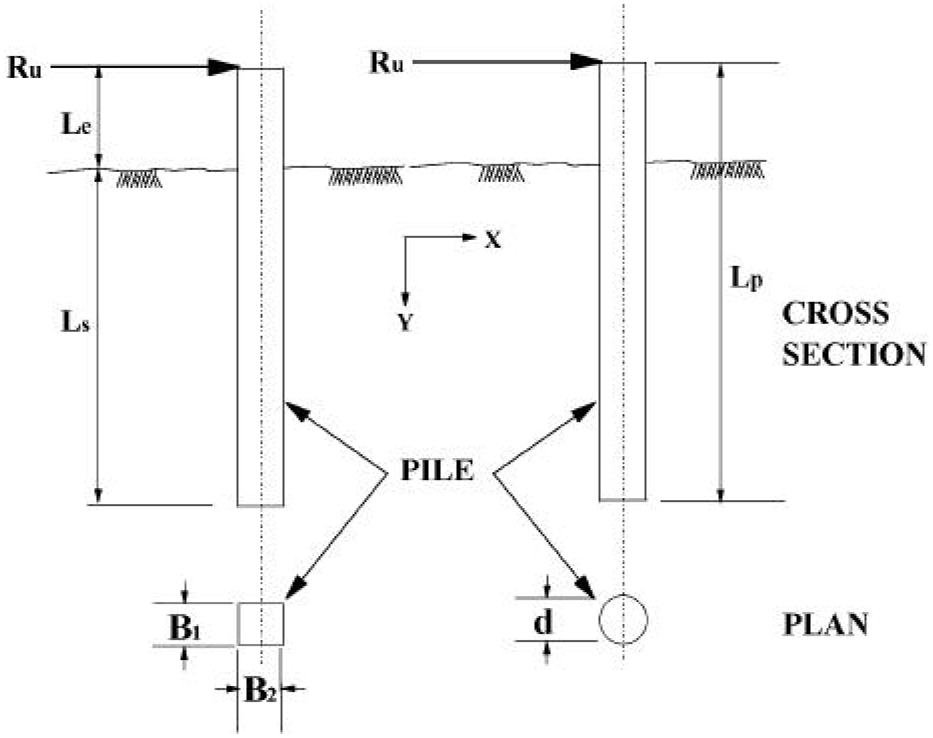
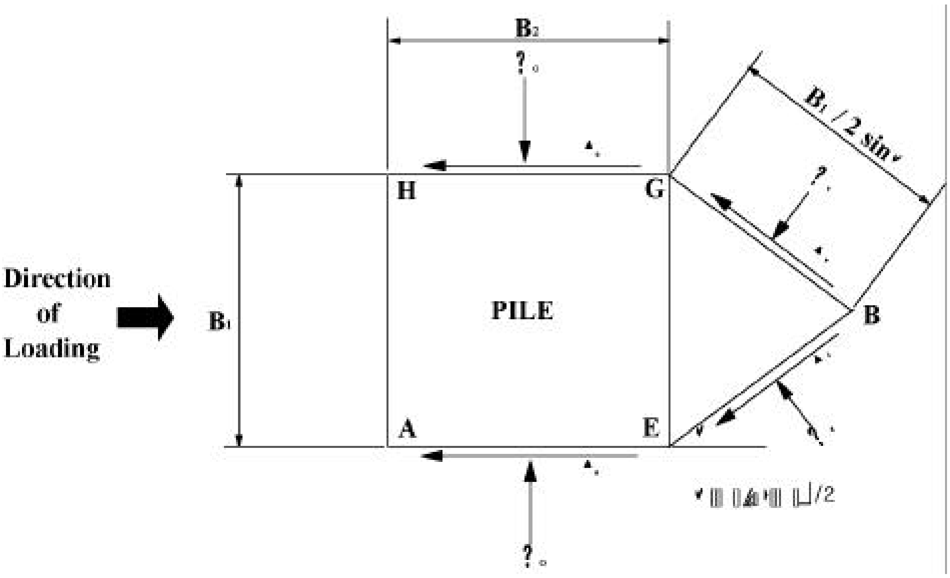
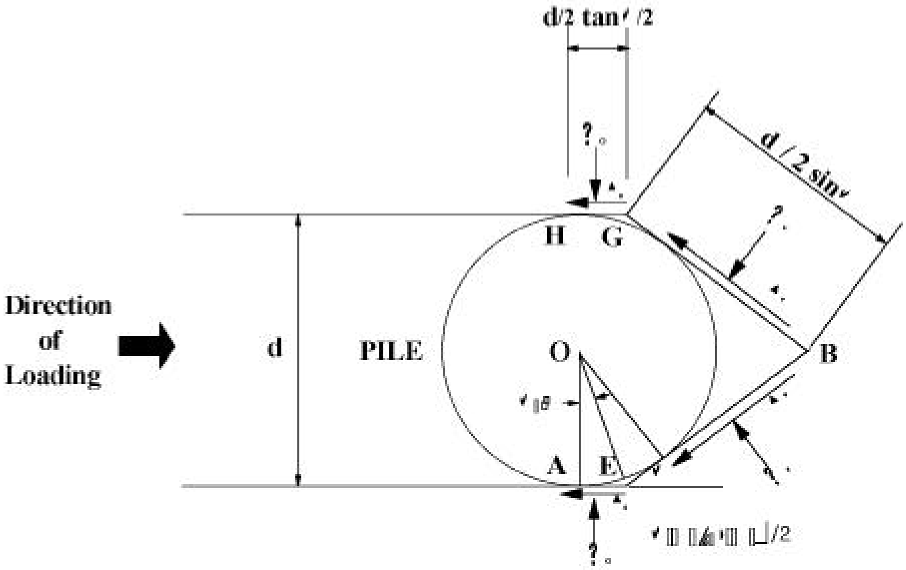


그림 4.4 **말뚝의 설치도**



(a) **구형단면**



(b) 원형단면

그림 4.5 말뚝의 단면도

그림 4.5와 같이 말뚝을 상면에서 보아 말뚝과 지반사이의 파괴형태를 고려하여 이론해석을 실시한다. 본 이론해석에서는 말뚝과 지반사이에 다음과 같은 가정을 둔다.

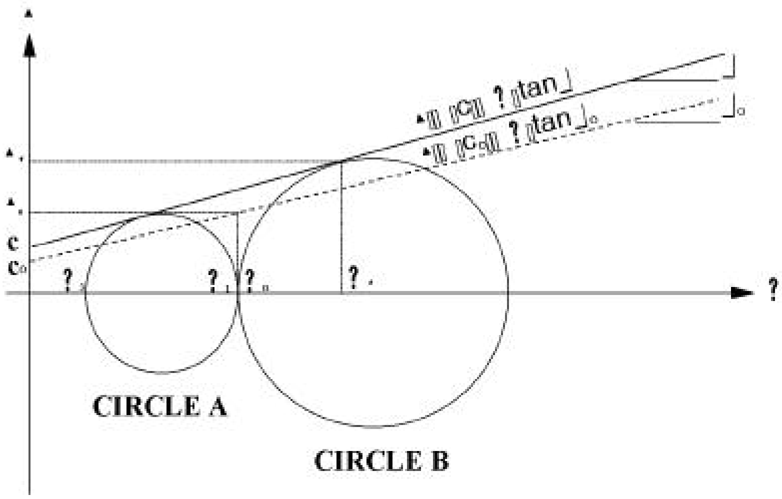
(1) Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족하는 소성상태의 지반을 대상으로 한다.

(2) 지반은 그림 4.5의 AEB면 및 HGB면을 따라 파괴가 발생한다. 단, 여기서 $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$로 한다.

(3) 지반은 깊이 방향으로 평면변형율상태에 있다.

(4) 말뚝배면의 주동토압은 무시한다.

(5) 말뚝은 강체로 한다.



±x림 4.6 말뚝주변지반의 Mohr 응력도

그림 4.6은 구형말뚝 및 원형말뚝에 대한 파괴면 AEB 및 HGB의 주변지반요소에 대한 Mohr응력도를 도시한 것이다. 그림 중 응력도 A는 말뚝전면 쐐기부 GEB에서 멀리 떨어진 지반요소의 응력상태를 나타내고 있으며 σ_1과 σ_3는 각각 이 요소의 최대주응력과 최소주응력이고 ϕ와 c는 지반의 내부마찰각 및 점착력이다. 한편, 응력도 B는 파괴면 EB 및 GB에 인접한 지반요소의 응력도를 나타내고 있다. 또한, ϕ_0와 c_0는 각각 구형말뚝의 경우 지반과 말뚝 사이의 마찰각과 점착력이며, 원형말뚝과 H말뚝의 경우는 ϕ와 c를 사용한다.

우선 응력도 A와 B로부터 수직응력 σ_α와 전단응력 τ_α는 다음과 같이 σ_1의 항으로 표시될 수 있다.

$$\sigma_\alpha = \sigma_1(1 + \sin\phi) + c \cdot \cos\phi \qquad (4.9)$$

$$\tau_\alpha = \{\sigma_1(1 + \sin\phi) + c \cdot \cos\phi\}\tan\phi + c \qquad (4.10)$$

한편 그림 4.5a 의 파괴면 AE 및 HG에 작용하는 수직응력 σ_0를 응력도 A

의 σ_1에 근사시키면 다음식이 구하여 진다.

$$\sigma_0 = \sigma_1 \tag{4.11}$$

$$\tau_0 = \sigma_1 \tan\phi_0 + c_0 \tag{4.12}$$

파괴면 AE 및 HG에 작용하는 X축방향 힘 P_1은 다음과 같다.

$$P_1 = 2\tau_0 B_2 = 2\tau_0 \xi B_1 \tag{4.13}$$

여기서 $\xi (= B_2/B_1)$는 말뚝의 형상계수이다. 식(4.13)에 식(4.12)를 대입하면 식(4.14)이 된다.

$$P_1 = 2\xi B_1(\sigma_1 \tan\phi_0 + c_0) \tag{4.14}$$

삼각형 쐐기부 EBG의 파괴면 BE 및 BG에 작용하는 힘의 X축방향성분 P_2는

$$P_2 = \sigma_\alpha B_1 + \tau_\alpha \frac{B_1}{\tan\alpha} \tag{4.15}$$

식(4.9)과 식(4.10)를 식(4.15)에 대입하면 다음과 같이된다.

$$\begin{aligned} P_2 &= (\sigma_1(1+\sin\phi) + c\cdot\cos\phi)B_1 \\ &\quad + \{(\sigma_1(1+\sin\phi) + c\cdot\cos\phi)\tan\phi + c\}\frac{B_1}{\tan\alpha} \end{aligned} \tag{4.16}$$

말뚝이 받게 되는 극한지반반력 P_u는 식(4.14)과 식(4.16)의 P_1과 P_2의 합이 되므로 식(4.17)가 얻어진다.

$$P_u = 2\xi B_1(\sigma_1 \tan\phi_0 + c_0) + (\sigma_1(1+\sin\phi) + c\cdot\cos\phi)B_1 + \{(\sigma_1(1+\sin\phi) + c\cdot\cos\phi)\tan\phi + c\}\frac{B_1}{\tan\alpha} \tag{4.17}$$

여기서 σ_1을 수동토압으로 취하여 식(4.18)를 정리하면 깊이 z에 대하여 다음과 같이 된다.

$$P_u(z) = K_{A1}\cdot c\cdot B_1 + K_{A2}\cdot\gamma\cdot z\cdot B_1 \tag{4.18}$$

여기서 γ는 지반의 단위체적중량이고 K_{A1} 및 K_{A2}는 각각 지반의 점착력과 수직상재토압에 대한 극한수평지반반력계수로 정하며 다음식으로 표시된다.

$$K_{A1} = 4\sec\phi + 2\tan\phi(3+\sin\phi) + 2N_\phi\tan\phi \times(1+\sin\phi) + 4\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)\tan\phi_0\xi + \frac{2c_0}{c}\xi$$

(4.19)

$$K_{A2} = (N_\phi + 2\tan\phi_0\xi)N_\phi$$

N_ϕ는 $\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$의 유동계수로 수동토압계수와 동일하다. H말뚝의 경우는 식(4.19)에 $\phi_0 = \phi$ 및 $c_0 = c$를 대입하여 사용한다.

한편 원형말뚝의 경우는 지반의 파괴면이 그림 4.5b에 표시한 AEB 및 HGE를 따라 발생하게 된다. 따라서, AE 및 HG는 $\frac{d}{2}\cdot\tan\left(\frac{\pi}{8}-\frac{\phi}{4}\right)$이 되고 형상계수 ξ는 $\frac{1}{2}\cdot\tan\left(\frac{\pi}{8}-\frac{\phi}{4}\right)$가 된다. $c_0 = c$ 및 $\phi_0 = \phi$이므로 원형말뚝의 계수 K_{A1} 및 K_{A2}는 식(4.17)에 이들 사항을 대입하면 다음과 같이 정리된다.

$$K_{A1} = 4\sec\phi + 2\tan\phi(3 + \sin\phi) + 2N_{\phi}\tan\phi$$
$$\times(1 + \sin\phi) + 2\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})\tan\phi\times\tan(\frac{\pi}{8} - \frac{\phi}{4}) + \tan(\frac{\pi}{8} - \frac{\phi}{4})$$

(4.20)

$$K_{A2} = (N_{\phi} + 2\tan\phi\tan(\frac{\pi}{8} - \frac{\phi}{4}))N_{\phi}$$

모래지반의 경우 $c = 0$**이므로 식**(4.18)**은 식**(4.21)**으로 된다**.(**홍원표** & **박래웅**, 1984)

$$P_u(z) = K_{A2}\cdot\gamma\cdot z\cdot B_1 \quad (4.21)$$

여기서 계수 K_{A2}**는 식**(4.19)**과 식**(4.20)**에 의거 구할 수 있다**.

점토지반의 경우는 $\phi = 0$**이므로 구형**(矩形)**말뚝의 식**(4.19)**은 다음과 같이된 다**.

$$K_{A1} = 4 + 2\frac{c_0}{c}\xi$$

(4.22)

$$K_{A2} = 1$$

원형말뚝의 경우는 식(4.20)**로부터 식**(4.23)**가 구하여진다**.

$$K_{A1} = 4 + \tan(\frac{\pi}{8}) \fallingdotseq 4.4$$

(4.23)

$$K_{A2} = 1$$

나. 극한수평지반반력계수

앞절의 식(4.18)**에서 알 수 있는 바와 같이 주동말뚝에 대한 극한수평지반반**

력은 K_{A1} 및 K_{A2}의 반력계수를 알면 용이하게 산정될 수 있다. 이들 계수는 지반의 내부마찰각, 말뚝의 형상계수 및 지반과 말뚝사이의 마찰각의 함수로 되어 있다. 그러나 원형말뚝과 H말뚝의 경우는 $\phi_0 = \phi$이므로 지반의 내부마찰각과 말뚝의 형상계수만의 함수임을 알 수 있다. 여기에 그림 2.8는 원형말뚝과 H말뚝의 반력계수 K_{A1} 및 K_{A2}의 변화를 지반의 내부마찰각의 변화에 따라 도시한 그림이다. 그림에서 H말뚝의 경우는 말뚝형상계수 ξ를 0.5에서 2.0까지 변화시킨 것이며 점선은 원형말뚝의 경우를 나타내고 있다. 이 그림으로부터 K_{A1} 및 K_{A2}는 말뚝의 형상계수 및 지반의 내부마찰각의 증대와 함께 커지고 있음을 알 수 있다.

4.1.3 사면의 안정해석법

일반적으로 사면의 안정해석에는 한계평형이론을 도입한 여러 가지 방법의 사면안정해석법이 사용되어 오고 있다.

한계평형이론을 이용하여 안전율을 구하려면 활동면 각 점에서 전단응력과 전단강도를 구하여야 한다. 따라서 활동효과를 연직절편으로 분할하고 절편에 대한 평형을 고려하게 되는데 이러한 방법을 절편법이라 하고 이때 각 절편에서 발생하는 3n개의 미지수를 가정을 통하여 해결해 나간다.

무한사면(Infinite Slope)과 같이 지표면과 평행한 평면활동면을 따라 활동을 일으키는 경우에는 무한사면안정해석법을 수행하고 성토사면과 같은 깊은 원호파괴를 일으키는 경우에는 GLE법(Fellenius 방법, Bishop 간편법)을 이용하여 사면안정해석을 실시한다.

말뚝을 일렬로 사면에 설치하여 사면안정을 도모한 경우의 개략도는 그림 4.1(b)와 같으며 사면의 안정에 대한 안전율 $(F_s)_{slope}$는 다음과 같이 표현된다.

$$(F_s)_{slope} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{F_{rs} + F_{rp}}{F_d} \tag{4.24}$$

여기서, F_r과 F_d는 사면의 저항력과 활동력이며, F_{rs}는 사면파괴면의 전단

저항력이고, F_{rp} 는 말뚝의 저항력이다.

만약 활동파괴면이 원호일 경우에는 다음식이 이용된다.

$$(F_s)_{slope} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \tag{4.25}$$

여기서 M_r 은 저항모멘트, M_d 는 활동모멘트, M_{rs} 는 파괴면에 연한 전단저항력에 의한 저항모멘트, M_{rp} 는 줄말뚝 반력에 의한 저항모멘트이다. 식 (4.24) 및 식(4.25)에 있어서 F_{rs} , F_d 혹은 M_{rs} , M_d 는 통상의 사면안정해석에서의 분할법에 의해 구하여지며, F_{rp} 혹은 M_{rp} 는 사면활동면 상부의 말뚝 1개당 측방토압(식(4.1)중 $P_{mi}(z)$ 항에 해당하는 저항력)과 말뚝배면의 지반반력(식(4.1)중 $E_{s1i}\, y_{1i}$ 항에 해당하는 저항력)을 말뚝 중심간격으로 나눈 값을 이용하여 산정된다. 단, 암반활동과 같이 말뚝의 전단에 의하여 파괴될 경우에는 F_{rs} 및 M_{rs} 가 활동면 위치에서 말뚝에 작용하는 전단력을 이용하여 산정된다. 식(4.24) 혹은 식(4.25)의 안전율이 소요안전율보다 클 경우에 사면의 안정이 얻어질 수 있다.

여기서 말뚝배면의 지반반력을 기존의 말뚝 안정해석시에는 변위의 증가에 따른 지반반력의 증가량을 선형적으로 적용하였으나 본 연구에서는 4.1.2절에서 제시한 극한수평저항력을 적용하여 말뚝배면의 지반반력의 상한치를 선정하여 이 극한수평저항력을 초과하는 경우에는 극한수평저항력을 말뚝배면의 지반반력으로 산정하여 F_{rp} 혹은 M_{rp} 을 산정하였으며 이에 대한 결과는 4.2.2절에서 비교하였다.

만약 사면에 말뚝이 설치되어 있지 않다면 식(4.23)의 F_{rs}와 F_d 혹은 식(4.24)의 M_{rs} 와 M_d 만 고려하여 사면안정해석을 수행한다. 식(4.23) 혹은 식(4.24)의 안전율이 소요안전율보다 큰 경우 사면의 안정이 얻어질 수 있게 된다.

4.2 기존해석법과의 비교

4.2.1 FELLENIUS 법과 BISHOP 간편법

그림 4.7과 4.8에서 보는 바와 같이 Fellenius법과 Bishop의 사면안전율의 차이를 비교해보면 Bishop 간편법에 의한 사면안전율이 성토사면의 경우에는 0.15정도 절개사면의 경우에는 0.05정도 크게 나타나 Fellenius법이 Bishop 간편법보다는 안전측에서 나타난다는 것을 입증하였으며 성토사면의 경우가 더 크게 나타난 것은 원호파괴면의 깊이가 깊은 성토사면이 원호파괴면의 깊이가 얕은 절개사면보다 영향이 크다는 것을 보여준다. 또한 간극수압이 크게 작용하는 경우에 Fellenius법을 적용하는 것은 바람직하지 못하다는 것이다 .

이러한 내용을 살펴볼 때 Fellenius법은 기존의 전응력해석법에는 적용하여도 무방할 것으로 판단되며 간극수압의 영향을 고려하는 유효응력해석법에서는 Fellenius의 오차가 상당히 크게 나타나고 있다는 것으로 보아 Bishop 간편법을 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

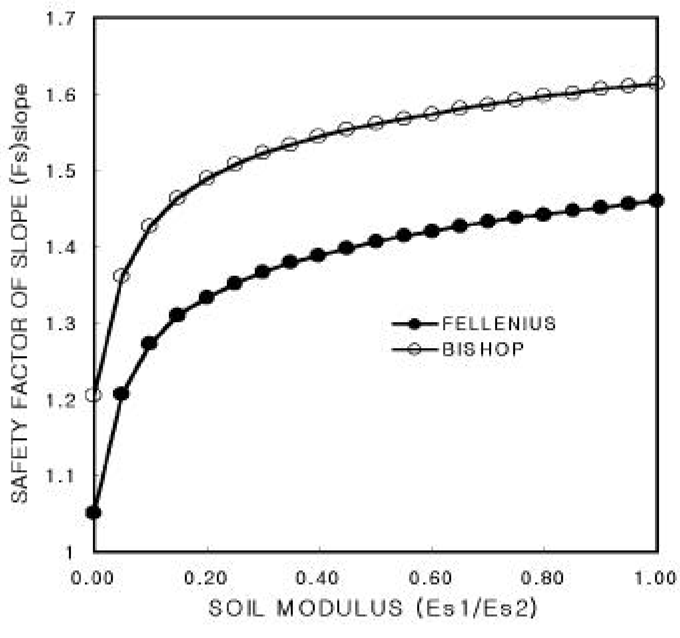


그림4.7 지반계수에 따른 사면안전율변화(성토사면)

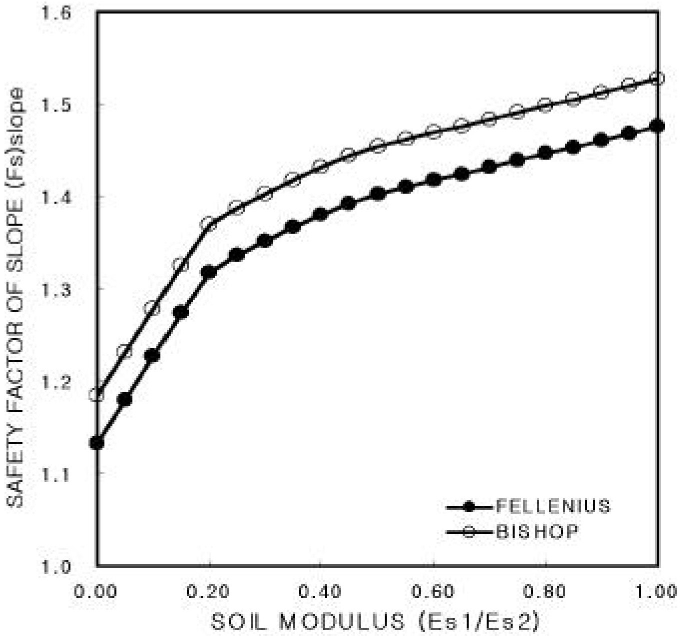


그림4.8 지반계수에 따른 사면안전율변화(절개사면)

4.2.2 극한수평저항력을 고려하였을 경우

그림 4.9의 해석대상 사면도는 SLOPILE 프로그램을 이용하여 본 프로그램에 적용된 극한수평저항력에 대한 효과를 분석하기 위하여 일반적인 절개사면의 형태를 가상적으로 작성하였다. 해석대상 사면에 대한 물성치는 일반적으로 현장사면에 적용되는 내용을 기준으로 작성하였다. 그림 4.9에서 보는 바와 같이 최상부층은 토사층으로 구성되어 있으며 하부에 약 2m심도의 풍화암층이 존재하는 대상을 선택하였다.

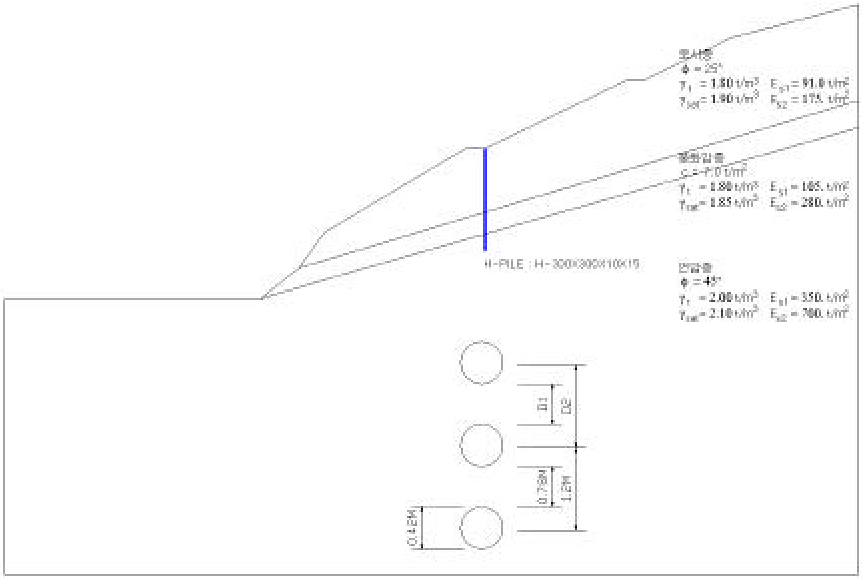


그림 4.9 해석대상 사면도

말뚝두부에 대한 지반반력에 의한 영향을 고려하기 위하여 극한수평저항력을 지반반력으로 적용할 경우 사면안정해석법 종류 및 특성은 다음과 같다.

그림 4.9과 같은 대상사면을 이용하여 억지말뚝의 사면안정효과의 해석결과를 그림 4.10 그림 4.14에 각각 도시하였다. 그림 4.10과 그림 4.11에서 보는 바와 같이 극한수평저항력을 고려하였을 때 무한사면의 경우에는 0.8%, 원호파괴의 경우 1.2%정도의 감소하는 경향을 나타내고 있다. 지반계수비에 따른 사면안전율의 변화(극한수평저항력 무시 / 극한수평저항력 고려)는 그림 4.12에서 보는 바와 같이 지반반력비가 0.2이하에서는 급격히 증가하여 0.5까지는 완만한 곡선을 나타내었으나 지반반력비가 0.5이상에서는 극한수평저항력에 대한 영향은 없는 것으로 나타났다. 이는 지반반력비의 증가에 따른 발생변위의 감소로 인한 것으로 간주된다.

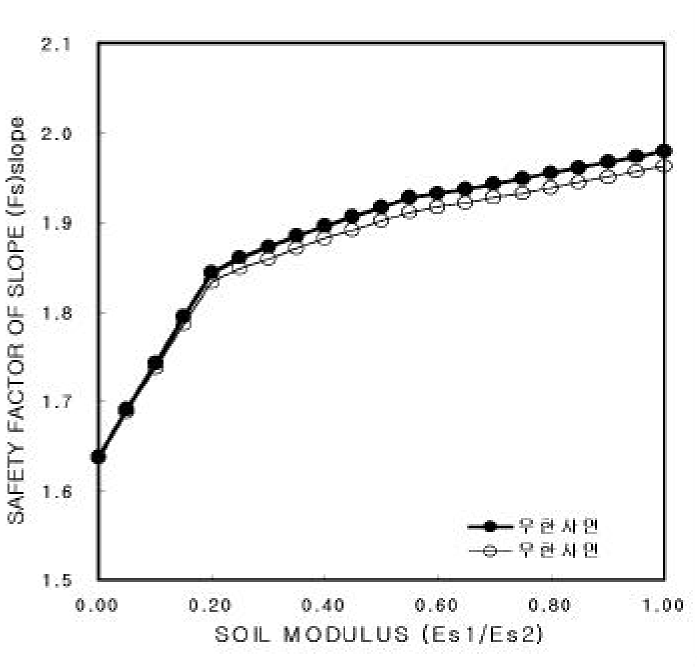


그림 4.10 **극한수평저항력에 따른 사면안전율(무한사면의 경우)**

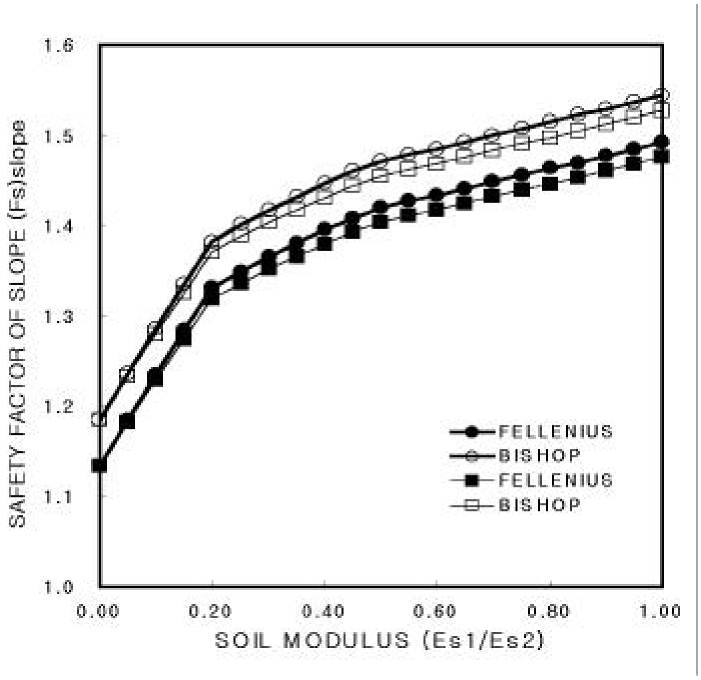


그림 4.11 **극한수평저항력에 따른 사면안전율(원호파괴의 경우)**

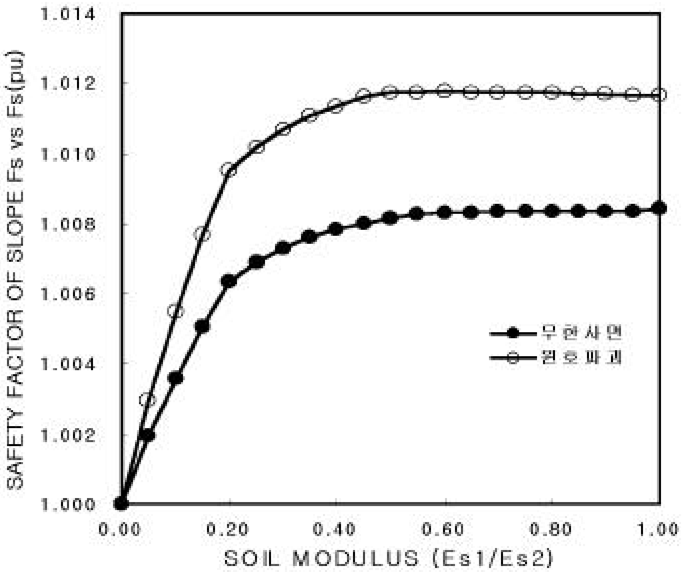


그림 4.12 **지반계수비에 따른 사면안전율**

(**극한수평저항력무시**(Fs) vs **극한수평저항력고려**(Fs(pu)))

그림4.13**과 그림**4.14**는 극한수평저항력을 고려하였을 경우 말뚝간격비에 따른 말뚝두부의 구속조건별 영향을 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 자유지지, 회전구속의 경우가 힌지와 고정지지의 경우보다 크게 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 이는 극한수평저항력의 영향이 가장 크게 작용하는 말뚝두부에서 변위의 발생량이 힌지와 고정의 경우 발생하지 않으며 자유와 회전구속조건의 경우에는 상대적으로 크게 발생함으로서 이러한 현상이 나타났다.**

상기에서 보는 바와 같이 말뚝이 설치된 지반의 안정은 말뚝의 안정과 사면의 안정을 동시에 만족하여야 하며 여기에 작용하는 억지말뚝의 저항력은 말뚝의 저항력과 극한지반반력의 항으로 고려되어지며 기존의 연구에서는 지반반력의 함수를 공학자의 판단에 의거한 임의 값으로 제2**장에서 제시한 기준에 의거해서 사용했다. 그러나 본 연구에서와 같이 극한수평저항력을 고려한 경우 사면의 안전율은 극한수평저항을 고려하지 않은 경우 사면의 안전율에 비해** 0.8% 1.2% **작은 값을 나타내었다. 이때의 말뚝에 발생된 변위는 동일하다. 그러므로 제**5**장과 제**6**장에서는 극한지반반력계수를 고려한 상태의 설계법을 기준으로 새로운 억지말뚝해석법을 제시·평가하고자 한다.**

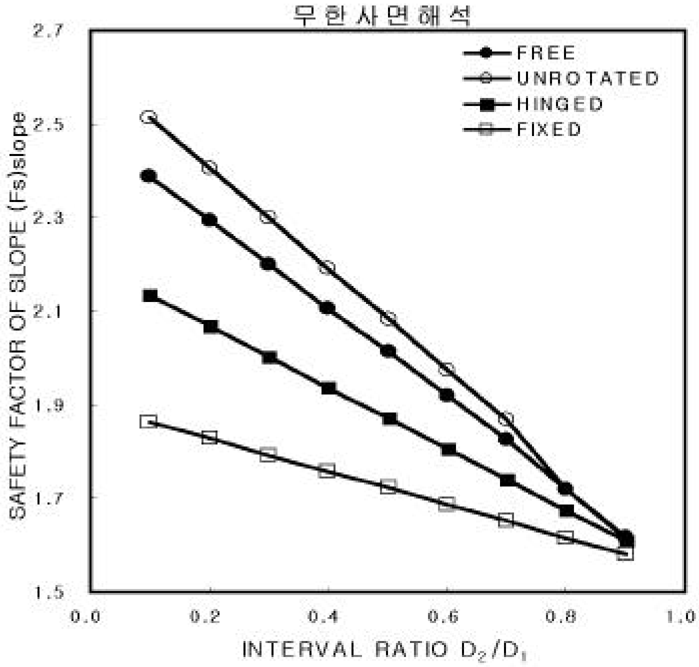


그림4.13 **구속조건에 따른 사면안전률변화**(**극한수평저항력 무시**)

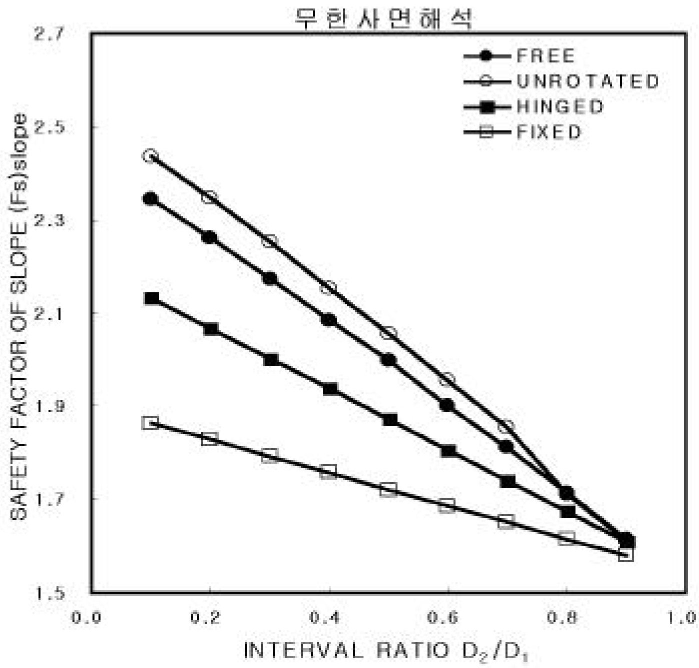


그림4.14 **구속조건에 따른 사면안전률변화** (**극한수평저항력고려**)

4.3 WINDOWS용 해석 프로그램의 개발

억지말뚝 효과를 고려하여 사면의 안정을 해석할 수 있는 프로그램에는 중앙대학교 토질역학연구실에서 개발한 연약지반속에 설치한 교대기초말뚝의 안정해석용 프로그램인 CHAMP(CHUNG-ANG ABUTMENT PILES, 과기처 등록번호 : 94-01-12-1022)와 원호활동면 이외의 지표면경사면과 활동파괴면이 서로 평행한 무한사면의 파괴형태로 취급하여 말뚝이 설치된 사면에 대한 안정을 수행하기 위한 산사태 억지말뚝 해석프로그램 SPILE(STABILIZING PILES TO CONTROL LANDSLIDE, 과기처 등록번호:94-01-12-2970)이 있다.

본 프로그램은 기존의 억지말뚝 효과를 고려한 해석프로그램인 CHAMP와 SPILE을 개선하여 절·성토사면 및 무한사면에 대하여 원호파괴 해석(Fellenius 방법, Bishop 간편법) 및 무한사면해석이 가능하도록 프로그램(SLOPILE)을 개발하여 사용하였으며 프로그램의 흐름도는 그림 4.15과 같다.

본 프로그램에서는 먼저 가상원호활동면을 기준으로 활동면 상부의 활동토괴로 부터 줄말뚝에 작용하는 측방토압을 산정하여 말뚝의 안정해석을 실시하며, 말뚝이 저항할 수 있는 측방토압만을 저항력으로 활용하여 사면의 안전율계산에 말뚝의 저항력을 추가시켜 사면안정의 기여도를 평가할 수 있도록 되어 있다.

먼저, 해석대상사면의 해석을 위해 전체 사면을 일정한 분할요소로 구분한 후 사면안정해석법을 선택한다. 그리고 설정된 사면안정해석법에 따라 무한사면해석과 GLE해석으로 구분하여 실행되도록 하였다. GLE해석법의 경우 가상원호활동면의 원점으로 예상되는 부분에 원점망을 작성하여 원점망의 각 절점을 중심점으로 한 무수한 가상원호활동면에 대하여 사면안전율 계산을 반복하여 최소사면안전율이 구하여지는 원점과 가상원호활동면을 찾는다. 사면안전율계산은 한계평형원리에 입각한 분할법을 사용하였고 절편에 작용하는 부정정력은 서로 평형을 이루고 있다고 가정하였다. 각각의 가상원호활동면에 대하여 사면의 활동모멘트와 지반의 전단저항에 의한 저항모멘트를 계산하여 기억시킨다.

말뚝이 설치되어 있지 않으면 곧바로 활동모멘트와 저항모멘트로 사면안전율을 계산한다. 말뚝이 설치되어 있으면, 먼저 줄말뚝에 작용하는 측방토압식을 사용하여 측방토압을 산정한다. 그 다음으로 원호활동면상부의 말뚝부분은 활동토괴로 부터 측방토압을 받고 이 측방토압에 의하여 발생될 말뚝의 수평변위에 대

하여, 말뚝이 지반으로 부터 지반반력을 받도록 한 상태에서 말뚝머리와 선단의 구속조건을 고려하여 말뚝의 강성매트릭스를 구성한다.

말뚝의 휨응력과 전단응력 및 변위량을 계산하여 말뚝의 안전율을 계산한다. 만약 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 낮으면 측압부가계수를 수정하여 말뚝의 측방토압을 줄여 계산을 반복하여 말뚝의 안전율이 소요안전율 이내가 될때까지 반복한다.

말뚝의 안전율이 소요안전율보다 크게 되면 말뚝의 안정에 사용한 측방토압을 사용하여 가상원호활동면의 원점을 기준으로 저항모멘트를 구한다. 사면안전율 계산시 구하였던 지반의 전단저항에 의한 저항모멘트에 말뚝에 의한 저항모멘트를 가산하여 사면안전율을 계산하여 말뚝의 사면안정효과를 산정한다.

이러한 계산작업은 다른 가상원호활동면에 대하여도 반복실시하여 한 원점에 대한 무수한 가상원호활동면중 최소안전율을 가지는 활동면과 안전율을 구한다. 또한 이 원점을 원점망상의 각 절점으로 이동시키면서 동일한 계산을 반복한다.

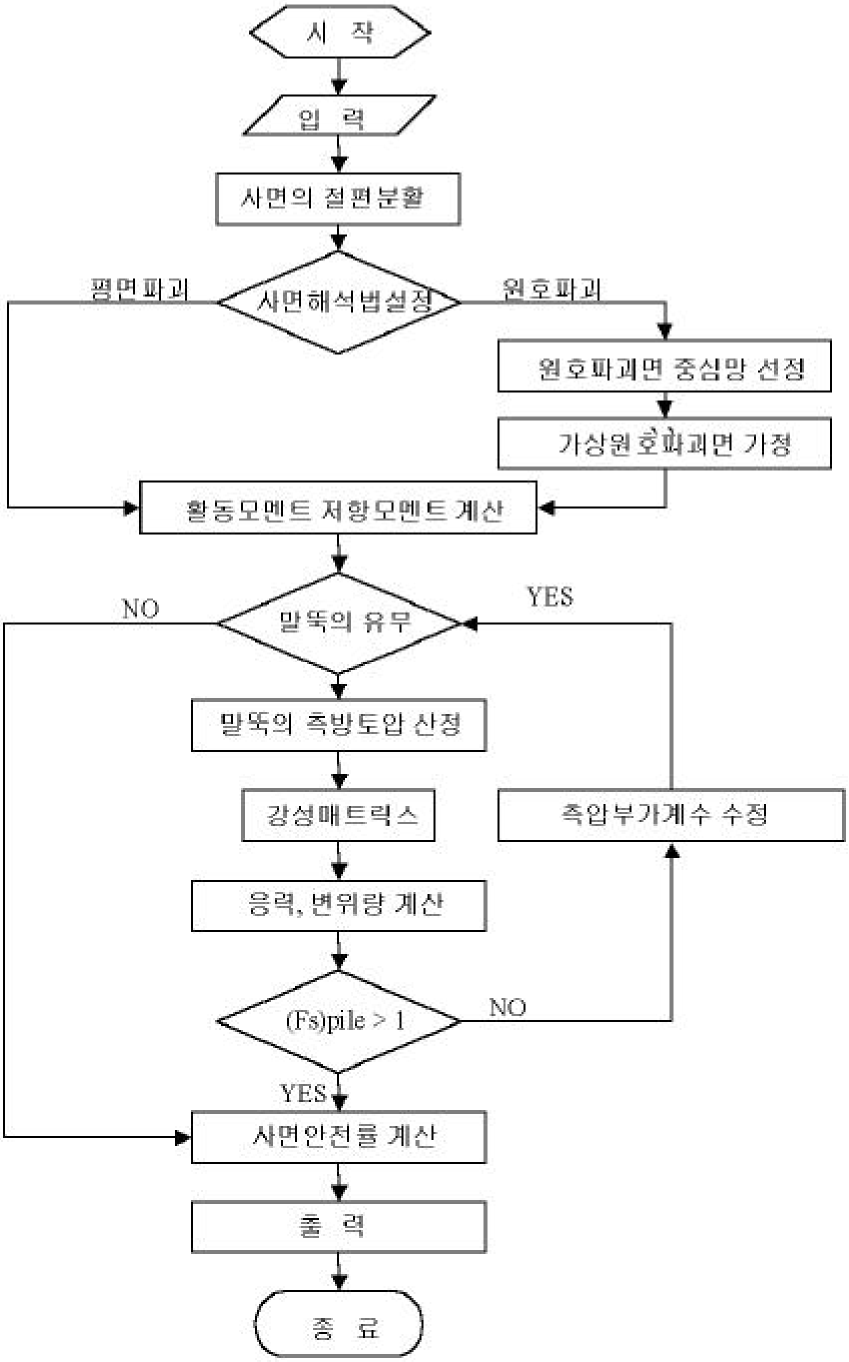


그림 4.15 WINSLOPE **프로그램 흐름도**

4.4 WINSLOPE 프로그램 사용방법

SLOPILE는 WINDOWS를 기반으로 제작된 프로그램으로 WINDOWS에서 적용되는 장점들 예를들어 멀티태스킹(Multitasking)의 지원, 그래픽 디바이스 인터페이스, 시각적인 환경 등을 갖추고 있기 때문에 기존 DOS 용 프로그램인 CHAMP, SPILE에서 나타난 사용상의 어려움을 SLOPILE에서는 쉽게 해결할 수 있다. 또한 데이터의 입력 및 수정을 화면상의 메뉴에서 제시하는 방식에 의거 쉽게 작성할 수 있으므로 데이터 입력시의 에러를 최소화 할 수 있으며 출력 및 해석결과를 화면에서 적시에 확인할 수 있으므로 계산도중이라도 쉽게 수정하여 원하는 해석결과를 얻을 수 있다.

아래의 그림들은 SLOPILE의 실행화면으로 각종 해석단면의 정보에서 지반의 토질특성, 말뚝의 제원 및 사면안정해석방법의 설정 등 억지말뚝이 설치된 사면에 대한 안정수행에 있어 필요한 모든 파라미터들을 쉽게 입력하고 수정할 수 있도록 메뉴와 다이얼로그 행태로 설정된 것을 보여주고 있다. 따라서 아래의 그림을 따라 프로그램을 수행하면 쉽게 사면안정해석을 수행할 수 있게 된다.

(1) 해석단면선택 : 기존에 수행한 해석단면 불러오기

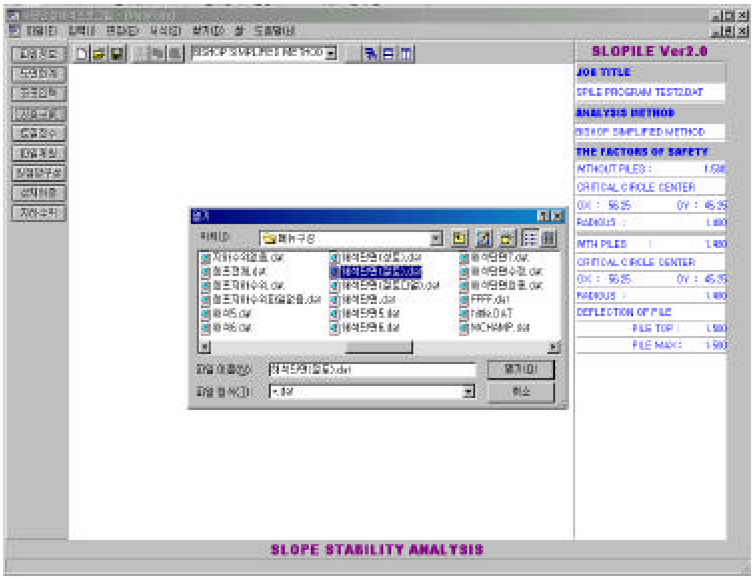


그림 4.16 해석단면 불러오기

(2) **해석단면에 대한 정보입력 : 프로젝트명, 회사명, 사용자 설정**

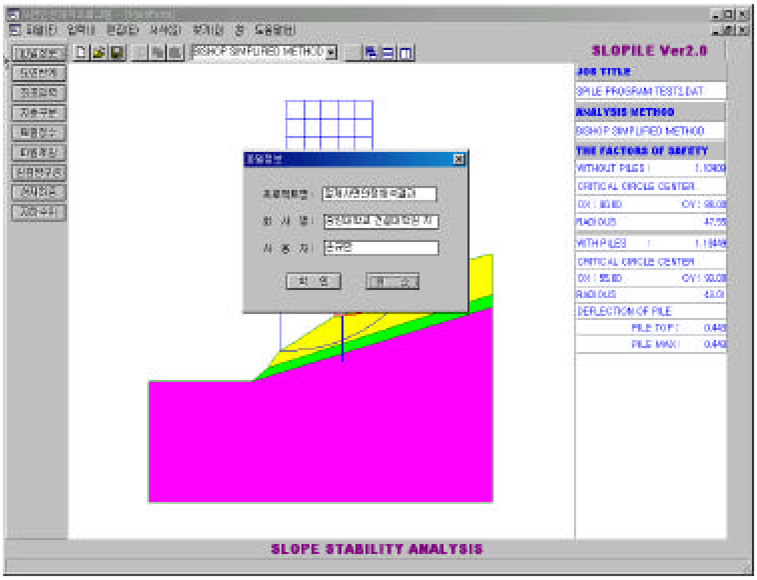


그림 4.17 해석단면 정보입력

(3) **해석단면의 절점 좌표입력**

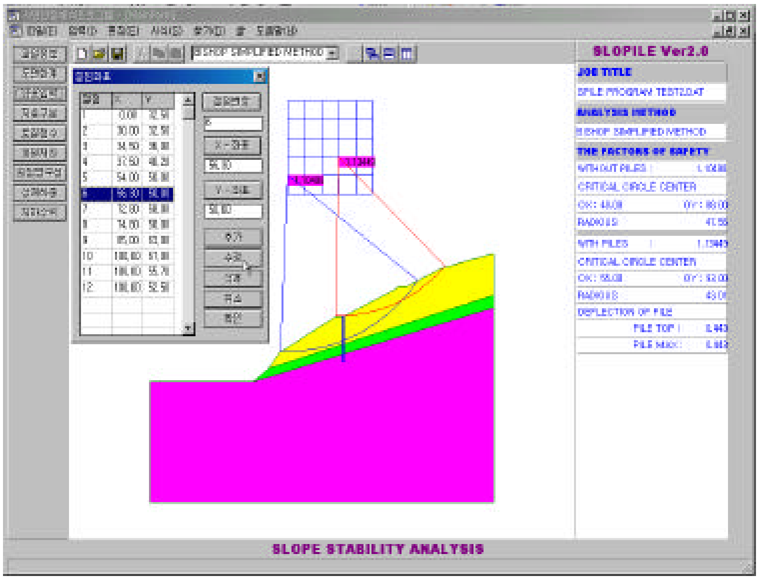


그림 4.18 해석단면의 절점 좌표입력

(4) 절점좌표을 이용하여 해석단면의 지층구분

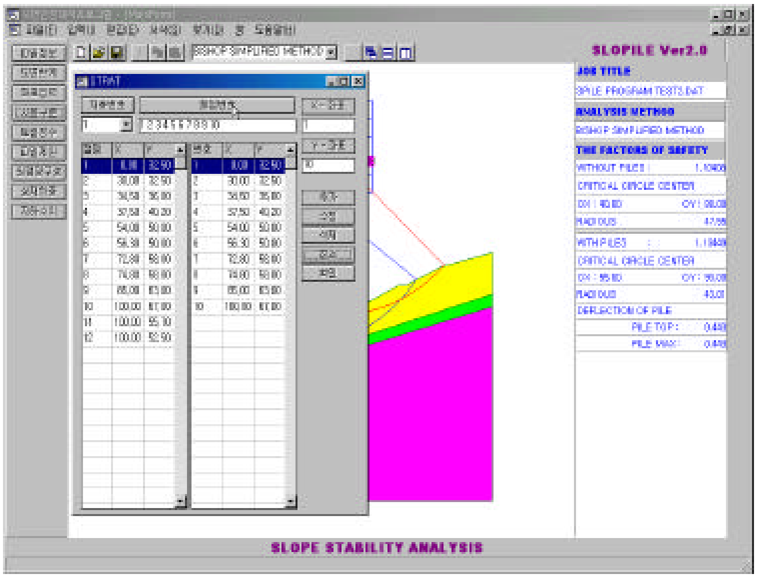


그림 4.19 해석단면 지층구분

(5) 각 지층에 대한 토질정수 입력 : 지층명, 점착력, 내부마찰각, 단위중량, 탄성계수 등 각종 지층에 대한 정보 입력

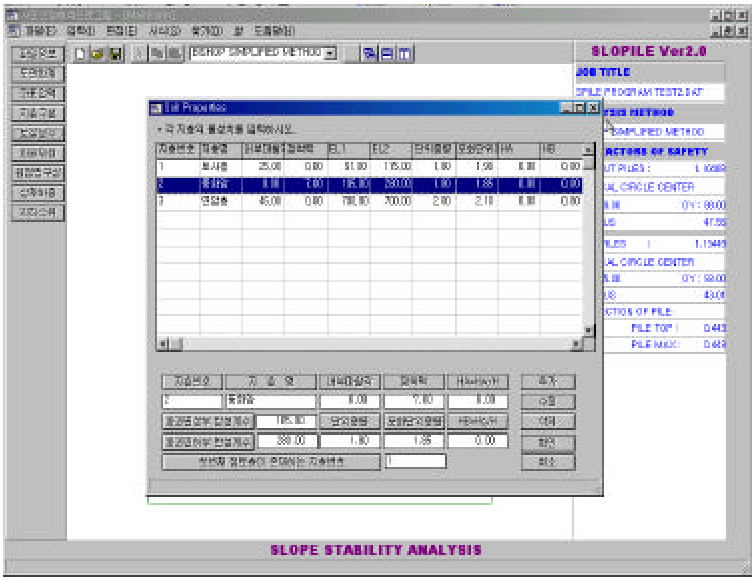


그림 4.20 각 지층에 대한 토질정수 입력

(6) **말뚝에 대한 제원 입력 : 간격비, 직경, 말뚝제원, 두부조건 등 말뚝에 대한 각종 정보 입력**

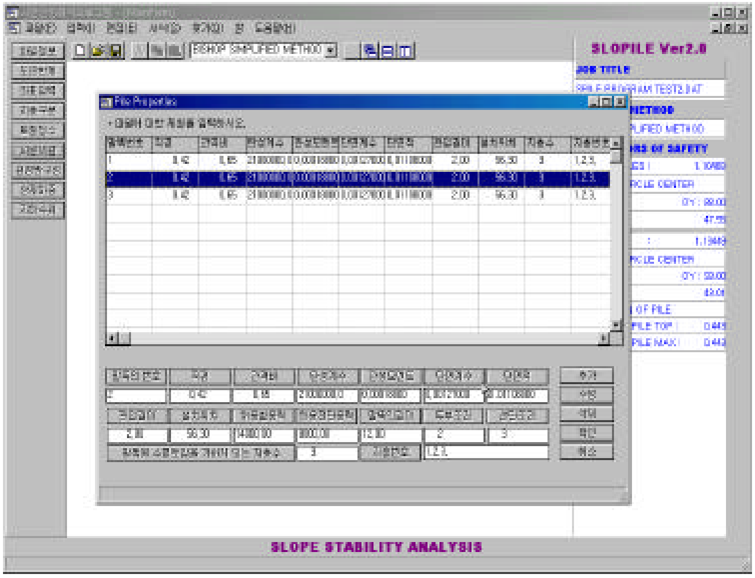


그림 4.21 **말뚝에 대한 제원 입력**

(7) **지하수위 입력**

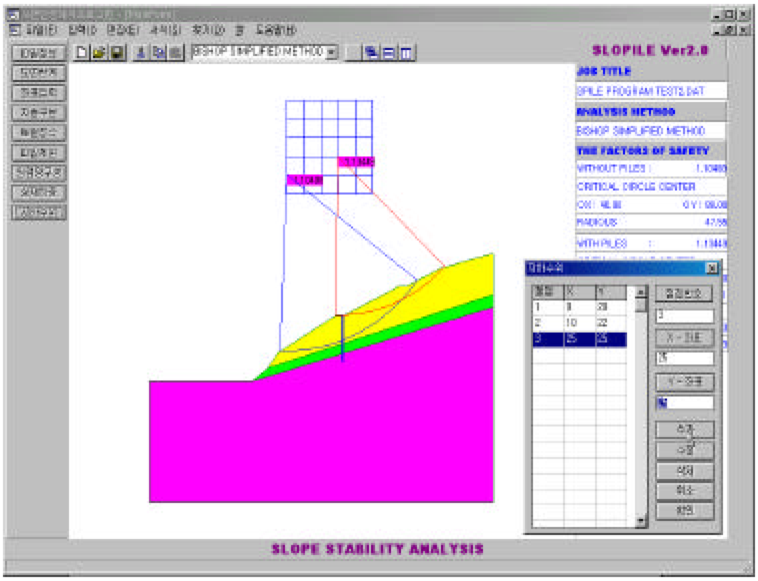


그림 4.22 **지하수위 입력**

(8) **해석 원점망구성 : 원점망구성, 분활절편수 등 정보입력**

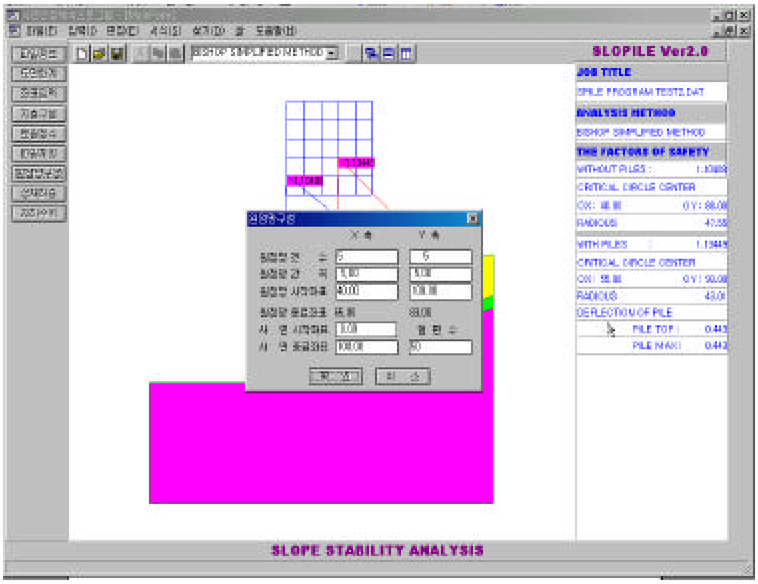


그림 4.23 **원점망 구성**

(9) **사면안정해석법 선택 : 무한사면해석,** Fellenius **방법,** Bishop **간편법**

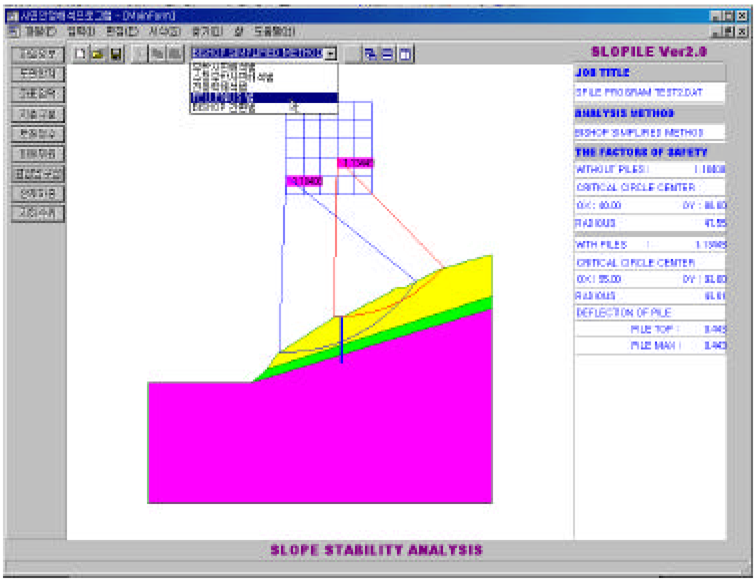


그림 4.24 **사면안정해석법 선택**

(10) **사면안정해석 수행과정 : 선택한 사면안정해석법에 대한 수행과정**

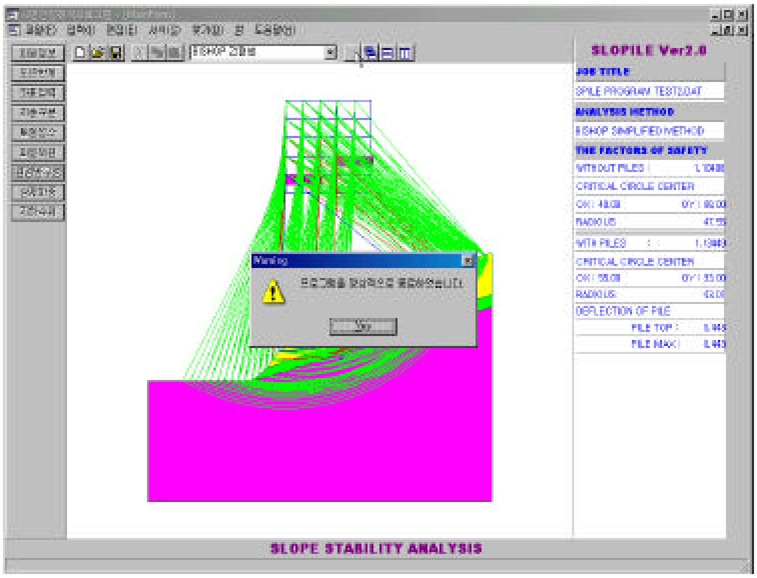


그림 4.25 사면안정해석 수행과정

(11) **사면안정해석결과 : 해석결과에 대한 파괴면과 안전율을 화면상에서 즉시 확인**

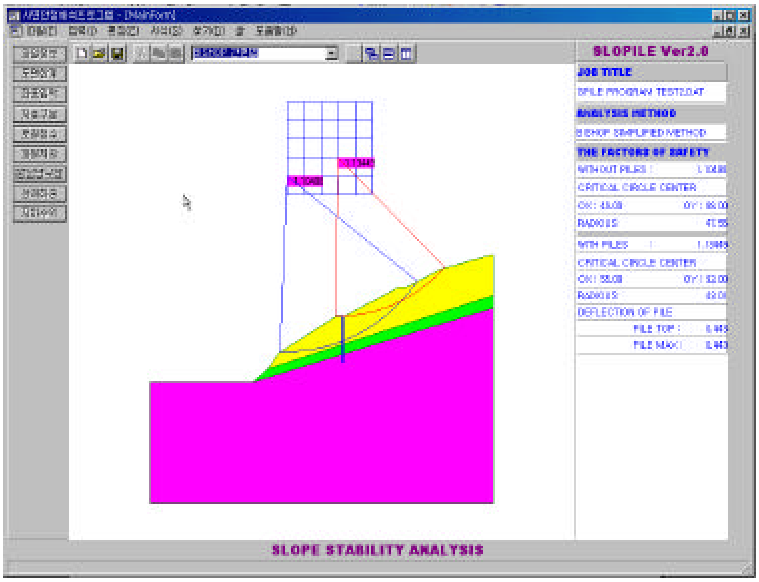


그림 4.26 사면안정해석결과