

## 휩강성을 고려한 수정 FHWA 쏘일네일 설계법 제안

## Modified FHWA Design Method Considering Bending Stiffness of Soil Nail

김낙경<sup>1)</sup>, Nak-Kyung Kim, 정정희<sup>2)</sup>, Jung-Hee Jung, 주용선<sup>3)</sup>, Yong-Sun Ju, 김성규<sup>3)</sup>, Sung-Kyu Kim

<sup>1)</sup> 성균관대학교 토목공학과 교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, SungKyunKyan University

<sup>2)</sup> 성균관대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, SungKyunKyan University

<sup>3)</sup> 성균관대학교 토목공학과 박사과정, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engineering, SungKyunKyan University

**SYNOPSIS :** Soil nailing is used as a method of slope stabilization and excavation support. The design method of soil nail are based on experience or assumption of interaction between soil and reinforcement. Most design methods simply considers the tension of reinforcement for analysis of slope stabilization. Soil nails interact with soils under combined loading of shear and tension. Jewell & Pedley(1990) suggested a design equation of shear force with bending stiffness and discussed that the magnitude of the maximum shear force is small in comparison with the maximum axial force. However, they have used a very conservative limiting bearing stress on nails.. This paper discusses that the shear strength of soil nails should not be disregarded with proper bearing stresses on nails. The modified FHWA design method was proposed by considering shear forces on nails with bending stiffness.

**Key words :** slope stability, ultimate lateral resistance, bending stiffness, shear force, soil nail

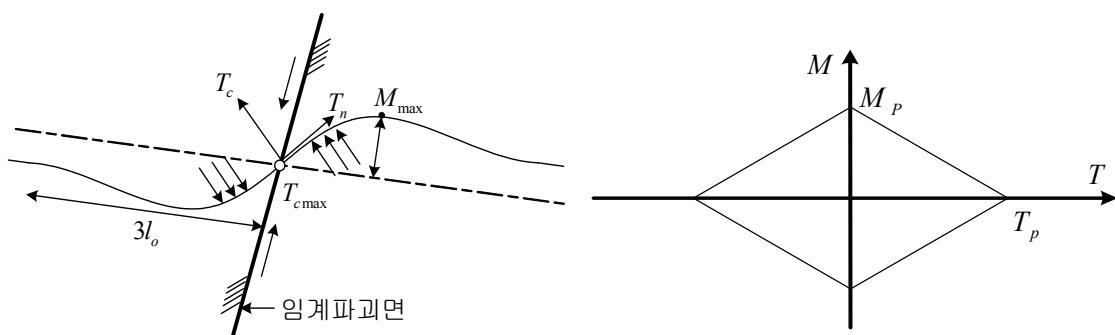
### 1. 서 론

1970년대 후반부터 많은 연구가 이뤄지면서 발전되어 왔다. soil nail로 보강된 사면의 설계는 크게 nail의 인장력만을 고려한 방법과 인장력과 nail의 전단력을 고려한 설계법으로 구분할 수 있다. Nail의 인장력만 고려한 설계법은 데이비스방법(Shen et. al., 1981), 독일방법(Stoker et. al., 1979), Caltrans Method(Caltrans 1994), FHWA(Federal Highway Administration, 1998)가 있으며, soil nail의 인장력과 전단력을 고려한 설계법은 French method(Schlosser 1983), kinematical method(Juran et al, 1990)등이 있다. FHWA method에 휨저항력(전단력)을 고려해보고자, 수정 FHWA method을 제안하였다. Schlosser와 Jewell에 의해 휨강성을 고려한 이론을 제시되었는데, Jewell & Pedley(1990)는 소성해석 과정에서 soil nail의 휨강성과 지반의 극한지지력을 고려하여 soil nail에 작용하는 축력에 비해, 전단력은 영향은 작으며 무시할 수 있다고 하였다. 그러나 Jewell은 과소평가된 설계극한지지력을 사용하여 전단력을 과소평가하여 그 영향이 매우 작다고 주장하였다. 본 논문에서는 soil nail에 작용하는 극한지지력을 산정하기 위하여 여러 극한 지지력 이론을 적용하여 비교하였으며 Wana&Reese(1998)의 이론을 적용하여 soil nail에 작용하는 전단력을 산정하여 보강사면의 안전율을 산정하였다. 대표단면의 다양한 가상파괴면에 대하여 soil nail의 인장력만 고려한 때와 soil nail의 인장력과 전단력을 고려한 경우의 soil nail 보강사면의 안전율의 변화, soil nail 삽입각의 변화에 따른 soil nail 보강사면의 안전율의 변화를 알아보기 위해 FHWA method 와 수정 FHWA method을 사용하여 비교하였다.

## 2. 흙강성을 고려한 설계법

### 2.1 Soil nail에 작용하는 전단력

Jewell & Pedley(1992)는 soil nail의 흙강성을 고려할 경우 전단력이 발휘되며, 그것은 지반의 안정성을 증가시킨다는 것을 보여주었다. Soil nail 해석 시 soil nail이 발휘하는 힘은 그림 1에서와 같이 파괴면의 교차지점에서 발생되는 축력과 전단력 성분으로 나눌 수 있다. 파괴면을 따라 변형이 발생하면 파괴면에서의 교차 지점을 중심으로 대칭을 이루는 것으로 가정한다. 이와 같은 경우, soil nail은 파괴면 바깥 부분에 위치한 보강재에서 마찰력에 의한 인장력과 지반 변형에 따른 수동지반저항력의 영향을 받게 된다.



원형 단면 보강재의 모멘트와 축력의 소성한계를 정의하기 위해 그림 2와 같이 가정하였으며, 식(1)과 같이 유도하였다. (Jewell & Pedley, 1990)

$$\frac{M_{\max}^p}{M_p} + \frac{T}{T_p} = 1 \quad (1)$$

여기서,

$M_p$ =순수흡모멘트,  $T_p$ =순수인장강도,  $M_{\max}^p$ =최대소성모멘트,  $T$ =인장력, 첨자 p는 소성한계를 나타낸다.

soil nail에 발생하는 최대 전단력과 최대모멘트의 관계는 보강철근에 작용하는 수평하중의 크기, 분포와 관련이 있다. Jewell and Pedley(1990)는 그림 3에서와 같이 soil nail에 작용하는 흡모멘트를 단순화 하여 가정하고, soil nail에 수평하중이 작용하는 소성거동에 대한 soil nail의 최대전단력과 인장력의 관계식을 식(2)와 같이 유도하였다.

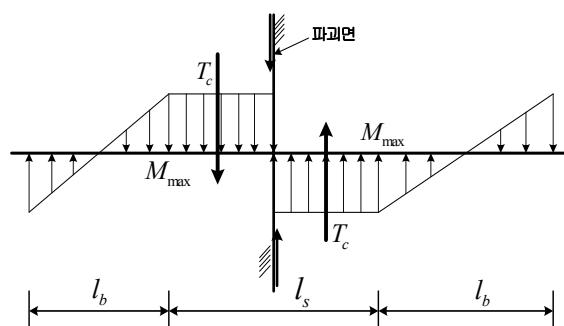


그림 3. soil nail에 작용하는 힘의 분포

$$T_c = \frac{0.85}{\sqrt{\frac{4\sigma_y}{3\sigma_b} \frac{D}{D_g} \left( \frac{1-T}{T_p} \right)}} \left( 1 - \frac{T}{T_p} \right) \quad (2)$$

여기서,

$\sigma_y$ =soil nail의 항복응력,  $\sigma_b'$ =soil nail에 작용하는 극한 지지력,  $D$ =bar 지름,  $D_g$ =그라우트 지름

소성해석을 하기 위해서 파괴면 밖에 위치한 soil nail의 길이  $L$ 는 반드시  $L \geq l_b + l_s/2$ 을 만족시켜야 하며,  $l_b/l_s = \sqrt{3}/2$ 의 길이 비를 이룬다. Jewell & Pedley(1984)은 자신이 제안한 극한지지력 식을 사용한 soil nailing parameter에 대한 비교를 통해, 보강재의 힘강성에 의한 흙의 전단저항 향상은 soil nail의 인장력의 영향에 비해 작다고 기술하였다. 그들이 제시한 극한지지력 식은 다른 학자들에 의해 제시된 극한지지력 식과 비교해서 상대적으로 작은 값을 가진다. 큰 극한지지력을 가질수록 더 큰 전단력이 발휘될 수 있음을 식 (2)에서 알 수 있다.

## 2.2 Soil nail에 작용하는 극한수평저항

점착력이 없는 지반에서 파일에 대한 극한수평저항을 결정하기 위해 다양한 방법이 이용된다. 그러나 각각의 극한수평저항 값은 종종 큰 차이를 나타낸다. 다양한 극한지지력 추정식들 중 일부를 본 논문에서 고려해 보았다.

Brinch Hansen(1961)은 점착력과 내부마찰력을 가지는 지반에서 파일이 작용하는 극한수평저항을 예상하기 위해 연구하였다. 특히 모래 지반에서 단위길이당 작용하는 극한수평저항 값은 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$P_u = K_q \gamma z B \quad (3)$$

여기서,

$K_q$ =Hansen의 토압계수,  $\gamma$ =흙의 단위중량,  $z$ =지표면으로부터 깊이,  $B$ =보강재의 지름

Broms(1964)은 점착력이 없는 지반에서 극한수평저항을 계산하기 위해 아래와 같은 식을 제안하였다.

$$P_u = 3K_p \gamma z B \quad (4)$$

여기서,

$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$ ,  $\phi'$ =내부마찰각

Vesic(1973)은 줄기초에 대한 지반과 기초사이의 상호작용으로 발생하는 지지력에 관한 식을 Meyerhof(1963)가 제안한 방법을 사용하여 구하였다..

$$p_u = B\sigma_v \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi') = B\sigma_v N_q \quad (5)$$

여기서,

$\sigma_v$ =soil nail에 작용하는 연직응력

Reese, Cox, and Koop(1974)은 깊이에 따른 극한수평저항의 변화를 실제와 근접하게 나타내기 위해 좀 더 복잡한 식을 제시하였다. 지표면 근처에서는 췌기파괴를 고려하였고, 충분히 깊은 곳에서는 plane-strain 파괴를 고려하였다. 깊이에 따른 극한수평저항 값은 식 (6a)와 (6b)의 값 중 작은 값을 따른다.

$$p_u = \gamma z [B(K_p - K_a) + z K_p \tan \phi \tan \beta] \quad (6a)$$

$$p_u = \gamma B z (K_p^3 - 2 K_o K_p^2 \tan \phi + \tan \phi - K_a) \quad (6b)$$

여기서,

$K_a$ =랑킨의 주동토압계수,  $K_p$ =랑킨의 수동토압계수,  $K_o$ =정지토압계수,  $\beta = 45^\circ + \phi'/2$

O'Neill and Murchison(1983)은 모래지반에 대한 수평저항과 변위에 관한 식을 제시하였다. Parker (1970)의 소구경 말뚝에 대한 실험을 근거로 쌍곡선 함수의 형태를 떤다. 정확한 정보가 없는 지반에서 특정 깊이에서 근사 값을 나타낼 수 있다. 수평변위  $y$ 를 충분히 클 경우 극한수평저항을 구할 수 있다.

$$p = \eta A p_u \tanh \left[ \left( \frac{kz}{A\eta p_u} \right) y \right] \quad (7)$$

여기서,

$p_u$ =극한수평저항(Reese, Cox, and Koop 1974),  $\eta$ =형상계수, tapered pile이나 목재 pile=1.5, H-pile이나 pipe-pile=1,  $A$ =정적하중의 경우  $3 - 0.8z/D \geq 0.9$ , 동적하중의 경우 0.9,  $k$ =지반반력계수

Jewell and Pedley(1990)은 흙과 보강재 사이에서 부착에 의해 발생하는 극한수평저항 식을 제안하였다.

$$p_u = B \sigma_v \frac{(1+K_o)}{2} \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp \left[ \left( \frac{\pi}{2} + \phi' \right) \tan \phi' \right] \quad (8)$$

Wang-Reese (1998)은 모래지반에 근입된 염지말뚝의 극한수평저항을 평가하기 위한 식을 제시하였다. 각각의 염지말뚝에 쇄기파괴가 발생할 경우 임의의 깊이에서의 극한수평저항은 식 (9)와 같다.

$$p_u = \gamma z \left[ \frac{K_o z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + z \tan \beta \tan \alpha) + K_o d \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \right] \quad (9)$$

여기서,

$\alpha$ =단단한 모래의 경우  $\phi'$ , 느슨한 모래의 경우  $\phi'/3 \sim \phi'/2$

앞에서 소개한 각각의 극한수평저항의 상대적 크기를 알아보기 위해 단위폭당 작용하는 응력, 즉 극한지지력( $\sigma'_b$ )을 무차원화 시킬 수 있다. 각각의 극한수평저항에 대한 극한지지력의 크기는 그림 4와 같다.

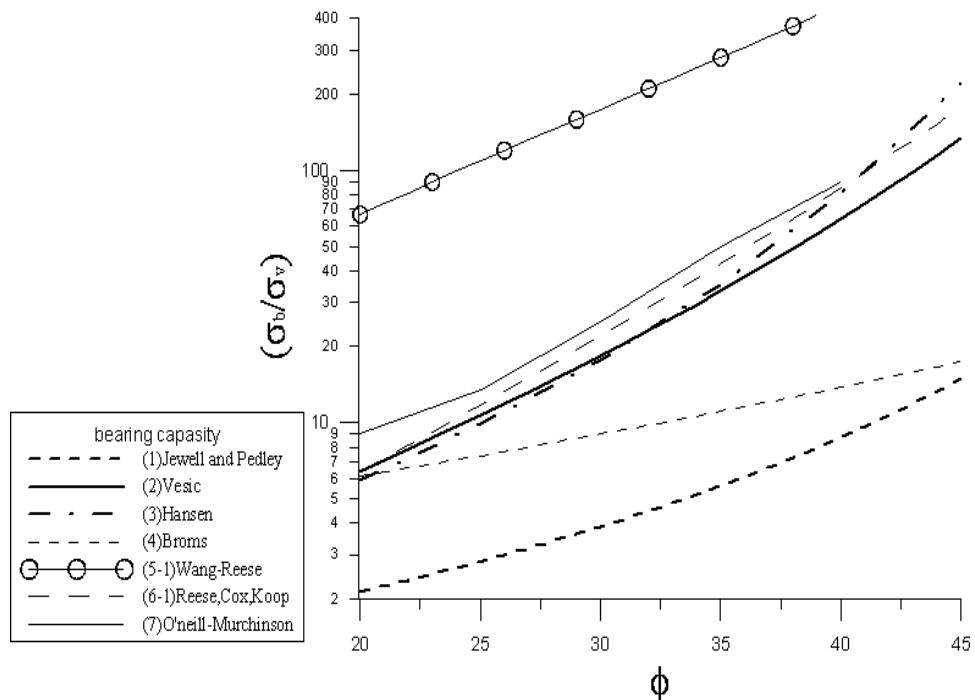


그림 4. 다양한 극한지지력

### 3. FHWA 설계법

FHWA 설계법은 미국에서 시행한 다양한 설계와 시공방법을 조사한 결과를 바탕으로 만들어졌다.(Byrne R. j. et al 1998) FHWA 설계법은 soil nail wall에 관한 설계법으로 아래의 요소들을 고려하여 설계가 이뤄진다. 파괴면에서의 한계평형 개념을 기초로 soil nail의 보강효과를 고려한다. soil nail의 보강효과는 facing과 연결된 nail head의 강도, soil nail 강도, nail-ground interface의 인발저항을 고려하여 산정하게 된다. 그리고 facing의 nominal strength와 soil nail/facing connection system을 결정하기위한 접근법을 제시한다. 구조물의 거동 관찰 기초자료를 바탕으로 soil -structure의 상호작용을 고려 하여 facing과 nail head system에 관한 설계토압을 제시한다. 또 Service Load Design(SLD)와 Load and Resistance Factor design(LRFD) 관한 설계법을 제시한다. SLD의 경우 허용응력을 제시하며, nail tendon, nail head system 그리고 pullout resistance에 설계 시 제시된 허용응력을 고려한다. 또 지반강도에 대한 안전율도 함께 제시한다. LRFD의 경우, 제안된 하중계수와 설계강도를 제공하며, 그 대상은 nail tendon, nail head system, nail pullout resistance, 지반강도이다. FHWA 설계법은 soil nail 보강사면이나 soil nail wall의 안정성을 높이고 지반의 변위를 줄이기 위해 서의 한계를 높이기 위해 지반의 보강 영역 내에 있는 soil nail의 적당한 분포를 정하기 위한 과정을 제시한다. 그리고 facing 보강재 세부 항목을 규정하였다. 마지막으로 사면의 안전율을 평가하기 위해 힘의 평형에 기초한 한계 힘 평형 해석법을 제시한다. 그림 5은 2개의 직선으로 파괴면을 가정하여 활동하려는 쪼기 A와 저항하는 쪼기 B로 이뤄진 soil nail 보강사면을 나타낸다. 가상파괴가 발생하는 토체를 두 부분(쪼기 A, 쪼기 B)으로 나눠 각각의 요소에 작용하는 힘을 도시하여 각각의 쪼기의 한계 힘 평형법을 적용하여 해석하였다. 각각의 쪼기의 힘을 수평력과 수직력으로 나타내면,

쐐기 A의 수직력

$$W_A + (T_A - T) \sin \theta - I \sin \beta - c_u L_A \sin \alpha_A / F - R_A \cos(\alpha_A - \phi) = 0 \quad (10)$$

쐐기 A의 수평력

$$I \cos \beta + (T_A - T) \cos \theta + c_u L_A \cos \alpha_A / F - R_A \sin(\alpha_A - \phi) = 0 \quad (11)$$

쐐기 B의 수직력

$$W_B + (T_B - T) \sin \theta - I \sin \beta - c_u L_B \sin \alpha_B / F - R_B \cos(\alpha_B - \phi) = 0 \quad (12)$$

쐐기 B의 수평력

$$I \cos \beta + (T_B - T) \cos \theta + c_u L_B \cos \alpha_B / F - R_B \sin(\alpha_B - \phi) = 0 \quad (13)$$

각각의 방정식을 연립하여 미지수를 소거하면 식(14)와 같다.

$$\begin{aligned} & [1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_A - \phi)] \left\{ \begin{array}{l} [-W_B - (T_B + T) \sin \theta + c_u L_B \sin \alpha_B / F] \tan(\alpha_B - \phi) \\ +(T_B + T) \cos(\theta) + c_u L_B \cos(\alpha_B) / F \end{array} \right\} \\ & = [1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_B - \phi)] \left\{ \begin{array}{l} [W_A + (T_A - T) \sin \theta - c_u L_A \sin \alpha_A / F] \tan(\alpha_A - \phi) \\ -(T_A - T) \cos(\theta) - c_u L_A \cos(\alpha_A) / F \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

위 부등식을 만족하는  $F$  값이 안전율이다.

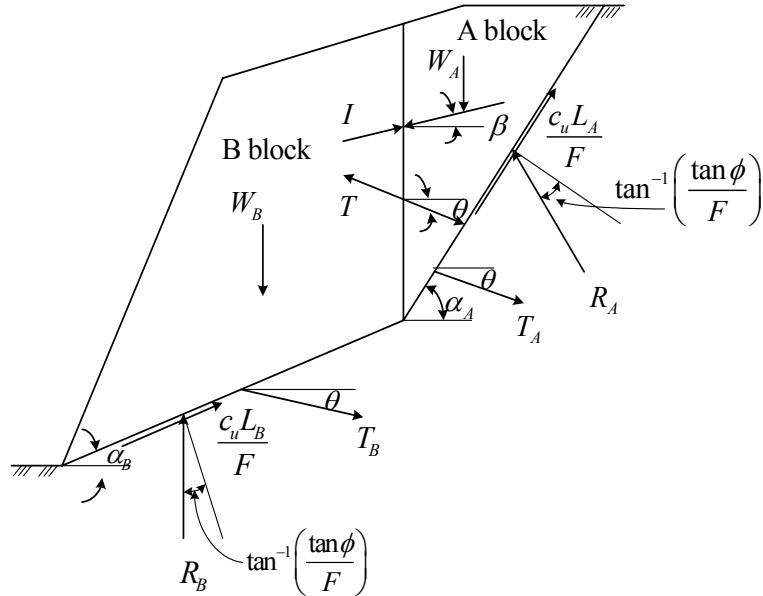


그림 5. FHWA 설계법의 Force Diagram

#### 4. 힘강성을 고려한 설계법 제안

FHWA 설계법은 보강재의 인장력만을 고려해 한계 힘평형법을 사용하여 안정성 해석이 이뤄진다. 본 논문에서는 FHWA 설계법의 힘의 수평력에 관한 방정식과 수직력에 관한 방정식에 soil nail의 전단력을 고려하였다. 파괴면을 지나는 soil nail 축에 수직 방향으로 전단력이 발휘된다고 가정한다. 각각

soil nail의 전단력을 각각의 수평력, 수직력 방정식에 대입하였으며, 각각의 방정식을 연립하여 soil nail 보강사면의 안전율을 구하였다. soil nail의 전단력을 구하기 위해 Jewell & Pedley(1992)가 제시한 방법 사용하였다.

Soil nail 보강사면에서 발생하는 힘의 요소는 그림 6은 같이 나타낼 수 있으며, 아래와 같이 식(15)~(18)과 같이 수평력, 수직력에 대한 힘의 평형방정식으로 나타낼 수 있다.

쐐기 A의 수직력

$$W_A + (T_A - T) \sin \theta - I \sin \beta - c_u L_A \sin \alpha_A / F - R_A \cos(\alpha_A - \phi) + (T_c - T_{ac}) \sin(90 - \theta) = 0 \quad (15)$$

쐐기 A의 수평력

$$I \cos \beta + (T_A - T) \cos \theta + c_u L_A \cos \alpha_A / F - R_A \sin(\alpha_A - \phi) + (T_{ac} - T_c) \cos(90 - \theta) = 0 \quad (16)$$

쐐기 B의 수직력

$$W_B + (T_B - T) \sin \theta - I \sin \beta - c_u L_B \sin \alpha_B / F - R_B \cos(\alpha_B - \phi) - (T_{bc} + T_c) \sin(90 - \theta) = 0 \quad (17)$$

쐐기 B의 수평력

$$I \cos \beta + (T_B - T) \cos \theta + c_u L_B \cos \alpha_B / F - R_B \sin(\alpha_B - \phi) - (T_{bc} + T_c) \cos(90 - \theta) = 0 \quad (18)$$

위 수평-수직력 방정식을 연립하여 미지수를 소거하면 식(19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} & [1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_A - \phi)] \left\{ \begin{array}{l} [-W_B - (T_B + T) \sin \theta + c_u L_B \sin \alpha_B / F + (T_{bc} + T_c) \sin(90 - \theta)] \tan(\alpha_B - \phi) \\ + (T_B + T) \cos(\theta) + c_u L_B \cos(\alpha_B) / F + (T_{bc} + T_c) \cos(90 - \theta) \end{array} \right\} \\ & = [1 + \tan(\beta) \tan(\alpha_B - \phi)] \left\{ \begin{array}{l} [W_A + (T_A - T) \sin \theta - c_u L_A \sin \alpha_A / F + (T_c - T_{ac}) \sin(90 - \theta)] \tan(\alpha_A - \phi) \\ - (T_A - T) \cos(\theta) - c_u L_A \cos(\alpha_A) / F + (T_c - T_{ac}) \cos(90 - \theta) \end{array} \right\} \quad (19) \end{aligned}$$

위 부등식을 만족시키는  $F$  값이 soil nail의 휨저항력을 고려한 soil nail 보강사면의 안전율이다.

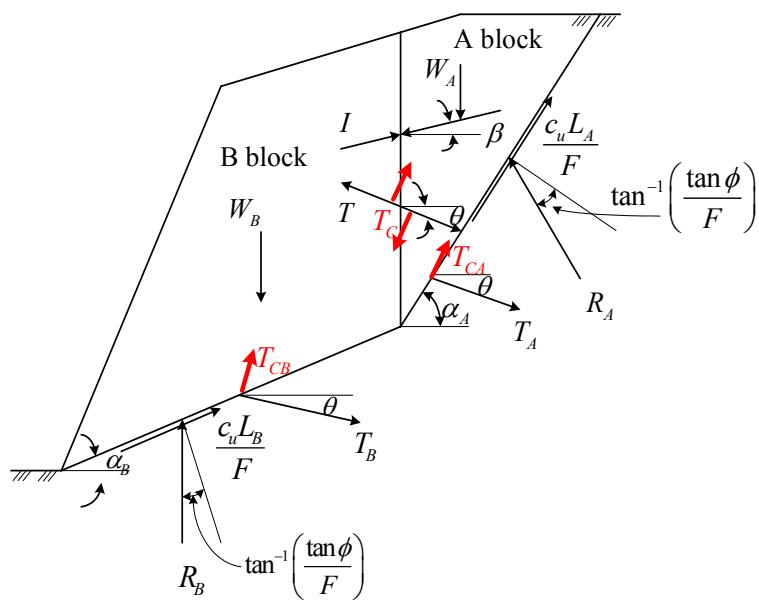


그림 6. Soil nail의 휨강성을 고려한 Force diagram

## 5. 힘강성을 고려한 안전을 비교

### 5.1 대표사면 및 soil nail 선정

사면의 주위에 인접 구조물이 없으며, 지하수는 계획 절토 바닥 밑에 존재하고, 사면에 영향을 끼치지 않는 안정된 자리에 지하수가 위치한 것으로 가정한다. FHWA Manual(FHWA-SA-96-069R)을 참고하여 표준관입시험, 실험실분석시험, 현장밀도측정, test pits 등으로 구성된 지반조사가 이뤄진 지반조건을 선택하였다. 지하수의 영향을 받지 않으며, 2.5m 수직굴착에서 무지보 상태에서도 최소 며칠을 견딜 수 있었다. 지층단면은 medium sand와 dense silty sand 사이로 구성되었다. 평균 현장 밀도는  $20kN/m^3$  그리고 내부마찰각  $35^\circ$ , 접착력  $5.0kN/m^2$ 이다. 그리고 직경 200mm에서 최대 인발저항력은  $60.0kN/m$ 이다. 사면의 높이는 12m, 사면경사는  $60^\circ$ 를 고려하였다. Soil nail의 수직, 수평 간격은 1.5m, 네일 경사는  $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ 를 고려하였다. 해석을 위해 가정한 soil nailing parameter는 표 1와 같다.

표 1. soil nail parameter

nail 지름 D(m)	항복응력 $\sigma_l(kN/m^2)$	탄성계수 $E(kN/m^2)$	내부마찰각 $\phi(degree)$	단면2차 모멘트 (I, $mm^4$ )	순수모멘트 ( $M_p, kNm$ )	순수인장강도 ( $T_p, kN$ )
0.025	200000	210000000	35	19200	0.52	98

### 5.2 Soil nail의 힘강성을 고려한 수정 FHWA method의 해석 결과

파괴면을 지나는 soil nail의 개수와 길이의 변화에 따른 soil nail 보강사면의 안전율 변화를 알아보기 위하여 4개의 파괴면을 가정하였다. 극한지지력의 변화에 따른 안전율의 변화를 알아보기 위해 대표성을 나타내는 극한지지력 값 3가지를 선택하여 적용하였다.(Jewell & Pedley 1990, O'Neill & Murchison 1983, Wang&Reese 1998) 각각의 soil nail이 발휘하는 전단력은 Jewell&pedley(1992)의 방법을 사용하여 구하였다. soil nail 보강사면의 파괴면, soil nail 삽입각, 극한지지력 등의 변화에 따른 soil nail 보강사면의 안전율은 표 2~5와 같다.

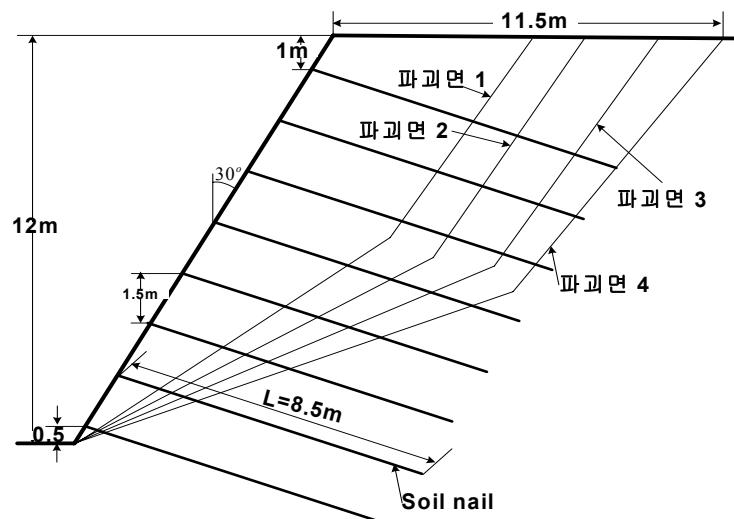


그림 7. 가상 파괴면 1, 2, 3, 4의 단면

표 2 파괴면 1에 대한 soil nail 보강사면 안전율

	Soil nail 삽입각 0°	Soil nail 삽입각 10°	Soil nail 삽입각 20°
FHWA method	4.08	3.42	2.86
Jewell & Pedley 극한지지력	4.08	3.42	2.86
O'Neill & Murchison 극한지지력	4.08	3.42	2.86
Wang & Reese 극한지지력	4.08	3.42	2.86
FHWA method와 최대 안전율 차이	0%	0%	0%

표 3. 파괴면 2에 대한 soil nail 보강사면 안전율

	Soil nail 삽입각 0°	Soil nail 삽입각 10°	Soil nail 삽입각 20°
FHWA method	2.06	2.24	2.18
Jewell & Pedley 극한지지력	2.09	2.26	2.20
O'Neill & Murchison 극한지지력	2.14	2.30	2.22
Wang & Reese 극한지지력	2.22	2.38	2.26
FHWA method와 최대 안전율 차이	8%	6%	4%

표 4. 파괴면 3에 대한 soil nail 보강사면 안전율

	Soil nail 삽입각 0°	Soil nail 삽입각 10°	Soil nail 삽입각 20°
FHWA method	1.49	1.71	1.79
Jewell & Pedley 극한지지력	1.50	1.75	1.83
O'Neill & Murchison 극한지지력	1.52	1.81	1.88
Wang & Reese 극한지지력	1.57	1.99	1.97
FHWA method와 최대 안전율 차이	6%	16%	10%

표 5. 파괴면 4에 대한 soil nail 보강사면 안전율

	Soil nail 삽입각 0°	Soil nail 삽입각 10°	Soil nail 삽입각 20°
FHWA method	1.44	1.59	1.74
Jewell & Pedley 극한지지력	1.43	1.6	1.76
O'Neill & Murchison 극한지지력	1.42	1.6	1.80
Wang & Reese 극한지지력	1.39	1.6	1.9
FHWA method와 최대 안전율 차이	-3%	1%	9%

## 6. Conclusion

- 휩강성을 고려한 수정 FHWA method를 제안하였다.
- Soil nail의 인장력만 고려하는 FHWA 설계법과 비교했을 때, soil nail의 전단력을 고려한 수정 FHWA 설계법의 안전율이 최대 16% 증가하였다. 이는 휩강성을 고려한 soil nail의 전단력이 soil nail 보강사면의 힘의 수평분력과 수직분력을 증가시켰기 때문이다.
- 파괴면을 지나는 soil nail 인장력이 작을수록, 전단력을 발휘하는 soil nail의 개수가 많을수록 FHWA method와 수정FHWA method의 안전율의 차이가 크게 발생하였다. 그 이유는 파괴를 일으키는 힘에 저항하는 힘의 수평분력, 수직분력, 즉 보강력에 대한 soil nail의 전단력 비중이 커지기 때문이다.
- 따라서 파괴면을 지나는 soil nail의 길이가 짧고, 개수가 많을수록 안전율 해석 시 휩강성을 고려한 soil nail의 전단력을 고려해야 한다.
- 다양한 극한지지력 식을 이용하여 soil nail이 발휘하는 전단력의 크기를 산출한 결과, 극한지지력이 클수록 soil nail이 발휘하는 전단력의 크기가 커졌다. 특히 Wang & Reese(1998)의 극한지지력을 사용할 경우, FHWA method과 비교할 때 수정FHWA method의 안전율이 16% 증가까지 증가하였다. 따라서 soil nail의 전단력을 구할 때, 지반의 극한지지력 선정 시 신중을 기해야한다.
- Soil nail의 삽입각이 변화에 따른 안전율의 증감여부를 쉽게 판단할 수 없다. 토체 내에서 힘의 수평, 수직분력의 변화가 복잡하게 발생하기 때문이다. Soil nail의 삽입각을 증가시킬 경우, soil nail의 인장력에 의한 힘의 수직분력은 중력방향으로 증가하고, 수평분력은 줄어든다. 그러나 전단력은 중력의 반대 방향의 수직력이 줄어드는 대신 수평력이 증가한다. 또, 파괴면을 지나는 soil nail의 길이가 길어져 soil nail의 인장력을 증가시키는 등 soil nail의 삽입각과 안전율과의 관계는 일정한 양상을 나타내지 않는다.

## 참고문헌

- Bang, S., P. P. Kroetch, and C. K. Shen, "Analysis of soil nailing system" International symposium on earth reinforcement practice, Fukuoka, Japan, Nov.,1992.
- Bang, S., C. K. Shen, and K. M. Romstad, "Analysis of an earth-reinforcing system for deep excavation", Transportation Research Record No. 749, 1980.
- F. Schlosser et al. "French research program CLOUTERRE on soil nailing" grouting/soil improvement and geosynthetics, p739~750
- Gassler, G. and Gudehus, G.(1981),"soil nailing - some soil mechanic aspects of insitu reinforced earth", Proc. 10th ICSMFE, Vol.3, Session 12, Stockholm, pp. 665-670.
- J.H.Long, W.F.Sieczkowski Jr., E. Chow, and E. J. Cording, 'Stability analyses for soil nailed walls'

6. Jewell, R. A.(1990), "Review of Theoretical Models for soil nailing, Performance of Reinforced Soil Structure", British Geotechnical Society, Thomas Telford, pp. 265~275.
7. Jewell, R. A; Pedley,"Analysis for soil reinforcement with bending stiffness" , M J J Geotech Engng Div ASCE V118, N10, Oct 1992, P1505-1528
8. Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R., and DuBois, D. D.(1984). " Interaction between soil and grids." Proc. Int. Symp. Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford, London, England, 18-29
9. Jnewll, R. A. , and Pedley, M. J.(1990). "Soil nailing design-the role of bending stiffness." Ground Engrg. , 22(10), 30-36.
10. Juran, I., Baudrand, Go, Farrag, K., and Elias, V.(1990), "Kinematical Limit analysis for design of soil-nailed structure,"journal of geotech. Eng., ASCE, pp.54-72
11. Juran, I, "NAILED-SOIL RETAINING STRUCTURES: DESIGN AND PRACTICE", Transportation Research Record No. 1119, Geotechnology. p. 139-150
12. Juran, I, Baudrand, G., Farrag, K. and Elias, V.(1990), " Design of soil nailed retaining structures" Design and performance of earth retaining structures, Geotechnical special Publication No. 25. ASCE, PP.644~659
13. Kakurai, M. & Hori, J.(1990), "Soil-Reinforcement with Steel Bars on a Cut Slope", Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, Thomas Telford, pp. 213~217.
14. Kim, H. T. et al.(1995), "A prediction of the mobilized tensile forces of nailed-soil excavated wall",Journal of the Korean Geotechnical society, Vol,11, No.2(in Korean).
15. Manfred F. Stocker; Georg Riedinger, "The Bearing Behaviour of Nailed Retaining Structures" American Society of Civil Engineers Apr 18, 1990, p612-628
16. M.F. Stocker, G. W. Korber, G. Gassler and G. Gudehus, "soil nailing", in Proc. International conference on soil reinforcement. Paris : Naciens ENPC. 1979. pp 469 ~ 474
17. Peter R. Cali, "Stabilization of a Creeping Slope Using soil nails", ASCE pp. 109-121 Conference Proceeding Of Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior
18. Radoslaw L. Michalowski,, "Stability of uniformly reinforced slopes", 'Manual for design & construction monitoring of soil nail walls' FHWA-SA-96-069R, Nov. 1996
19. T. Kitamura, A. Nagao and S. Uehara, 'Model loading tests of reinforced slope with steel bars', in Proc. Int. Geotech Symp. Theory and Practice of Earth Reinforcement, Japan, 1988, pp.311-316
20. Vesic, A. S. (1973). "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." J. So. Mech. and Found. Engrg. Div. , ASCE, 96(1), 45-73
21. Broms, B. (1964a). "The lateral resistance of piles in cohesionless soils." J. Soil Mech. Found. Div., 90(2), 27-63.
22. Lianyang Zhang et al. (2005) "Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils" J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. 131, 78