

수평보강재로 보강된 터널 막장의 거동

Behavior of Tunnel Face Reinforced with Horizontal Pipes

유홍식(성균관대학교 토목공학과, 부교수), 신현강(성균관대학교 토목공학과, 석사과정)

요지

본 연구에서는 수평보강재로 보강된 터널 막장의 거동에 관한 매개변수 연구결과를 다루었다. 매개변수 연구에서는 막장주변의 3차원 응력-변형률 거동을 보다 효율적으로 모델링하기 위해 3차원 유한요소해석 모형을 적용하였으며, 보강패턴에 따른 막장의 거동을 고찰하기 위해 다양한 경계조건에 대한 해석을 수행하였다. 해석결과를 토대로 막장의 응력해방-변위거동의 관계를 고찰하였으며, 보강패턴과 막장 변위의 정성·정량적인 관계를 제시함과 아울러서 향후 수행될 반경험적 설계/해석법의 개발을 위한 데이터베이스를 구축하였다. 한편, 해석결과 보강재 타설수 및 길이 등 각 보강설계인자에 대한 임계치가 존재하는 것으로 나타났으며 따라서 보다 안전하고 경제적인 설계를 위해서는 이를 고려하여야 할 것으로 판단된다.

주요어: 터널, 막장, 유한요소해석, 막장보강

1. 서론

지속적인 경제성장으로 인해 도심지에서는 전력

구, 통신구, 고속철도, 지하철 등 산업기반시설을 위한 각종 터널 공사가 매우 빈번히 이루어지고 있으며, 앞으로 더 많은 터널 공사가 예정되어 있다. 특히 사용 가능한 부지의 부족 및 환경 보존 의식의 강화, 건설 공해의 규제 강화 등으로 인해 터널 시공조건은 날로 열악해 지고 있는 실정이라서 불량한 지반조건하에서도 터널을 굴착해야 하는 경우가 빈번해지고 있다.

터널 굴착은 응력해방을 유발하므로 연약한 지반에서의 터널 굴착시에는 막장의 안정성 확보가 무엇보다도 중요한 사안으로 대두된다. 터널 시공계획 수립시 터널 막장의 안정성을 평가하고 이를 바탕으로 보조 공법의 선정 등 시공대책을 수립하는 것이 매우 중요하나 현재까지는 다양한 지반 조건 및 터널 시공조건에 적용할 수 있는 이렇다할 막장 안정성 평가 기법이 존재하지 않고 있는 실정이다.

막장이 불안정할 경우에는 일반적으로 막장 중앙부에 코아(core)를 남겨두고 분할 굴착을 수행하거나 굴착 단면을 축소하는 측벽 선진 도갱 공법 등을 적용한다. 이러한 분할 굴착공법은 일반적으로 공기 및 공비를 증가시킨다는 문제점을 안고 있을 뿐만 아니라 굴착 단면이 비교적 크거나 지반이 불량할 경우에는 막장 불안정의 근본적인 문제를 해결할 수 없다. 이러한 문제점을 해결하기 위해

최근에 들어와서 프랑스, 오스트리아 및 이태리 등 유럽 지역에서는 지반 조건이 열악한 터널 굴착시에 다단계 분할 굴착공법을 채택하는 대신 그림 1과 같이 굴착대상 막장면을 일정한 강성을 보유하는 강봉(steel bar) 혹은 유리 섬유 파이프(fiber glass pipe)를 이용하여 선행 보강하여 막장 안정성을 확보하는 공법을 매우 활발히 적용하고 있다.

일반적으로 이러한 기법은 강관다단 공법이나 제트 그라우팅 공법과 병행되어 적용되는데 공법의 효율적인 적용을 위해서는 수평 보강에 따른 터널 및 주변 지반의 거동에 관한 역학적 거동 메카니즘에 관한 이론과 지반 및 터널 조건에 따른 설계 기법이 필수적이나 이에 관련된 체계적인 연구가 전무한 실정이어서 공법의 합리적인 적용이 매우 어려운 실정이다. 이러한 맥락에서 본 연구에서는 터널의 설계 및 시공 기술 개발에 관한 지속적인 연구의 일환으로 터널 막장 수평 보강 공법에 관한 연구를 수행하였다.

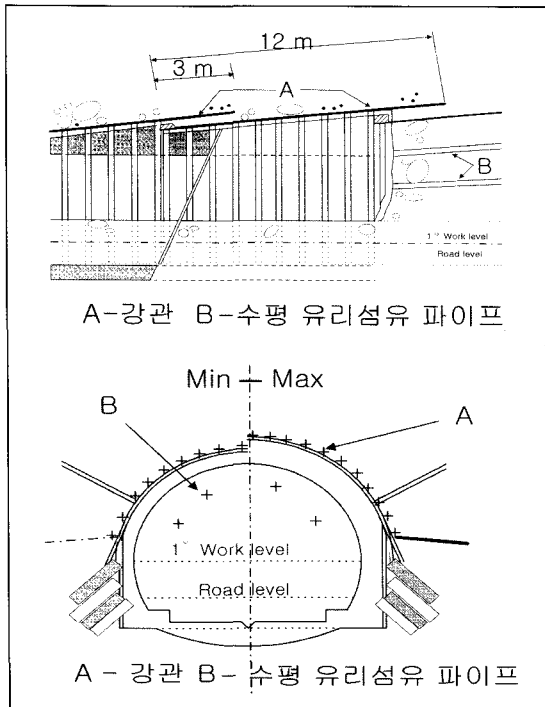


그림1. 막장 수평보강 공법 적용 예

2. 기존의 연구동향

2.1 터널 막장 안정성 평가

점성토 지반에 시공되는 막장의 비배수 상태에서의 안정성은 $N = (p_0 - p_r) / c_u$ 로 정의되는 안정비(stability ratio)를 이용하여 정량적으로 표현할 수 있다. 여기서 p_0 는 터널 중심부에서의 상재하중이며, p_r 는 막장작용압력, 그리고 c_u 는 점성토의 비배수 전단강도이다. Broms과 Bennermark (1967)는 실험적 연구 결과를 토대로 $N = 6 \sim 8$ 이내로 유지하도록 설계하는 것이 바람직하다고 제안하였다.

Deere 등(1969)은 반해석적(semi-analytic) 접근방법으로 원통형과 원형의 두 가지 파괴형태를 고려하여 주어진 터널시공조건에서 막장의 안정여부를 검토할 수 있는 한계안정비(N_{cr}) 평가식을 아래와 같이 제시하였다.

a) $C/D > 1.5$ 인 경우:

$$N_{cr} = \frac{2\pi}{1 + \frac{1}{6} \left[\frac{1}{0.5 + C/D} \right]} \quad (1)$$

b) $C/D < 1.5$ 인 경우:

$$N_{cr} = \frac{C(0.5 + C/D) + \pi - 1}{1 + \frac{1}{6} \left[\frac{1}{0.5 + C/D} \right]} \quad (2)$$

여기서, C와 D는 각각 터널토피고 및 직경을 의미한다.

그 후, Davis 등(1980)은 실드 터널 공법을 대상으로 평면변형상태의 무지보 터널, 평면변형상태의 터널 막장, 그리고 원형의 터널 막장의 경우에 대하여 가정된 파괴형상을 토대로 평면변형단면에 대해 식 (3)과 같은 터널의 안정성 평가를 위한 上限解(upper bound solution: UBS)와 下限解(lower bound solution: LBS)를 제시하였다.

$$N_{cr} = 2 + 2 \ln \left(\frac{C}{D} + 1 \right) \quad (\text{LBS}) \quad (3a)$$

$$N_{cr} = 4 \sqrt{\frac{C}{D}} + \frac{1}{4} \quad (\text{UBS}) \quad (3b)$$

한편, 최근 들어 수치해석기법의 개발과 하드웨어의 발달로 인해 유한요소법이나 경계요소법과 같은 수치해석적 기법을 이용한 막장 안정에 관련된 연구가 수행되어왔는데 대표적인 연구로는 Lo 등(1990), Cividini 등(1991), 그리고 Lee와 Rowe(1991)의 연구를 들 수 있다. 특히 Lo 등(1990)은 유한요소해석을 이용한 매개변수연구를 수행하고 그 결과를 바탕으로 막장 안정을 평가하는 평가기준과 막장이 불안정한 경우의 설계 기준을 제시하였다.

2.2 수평보강재를 이용한 막장 보강공법

터널 막장 수평보강공법에 관한 체계적이고 종합적인 연구는 아직 까지 보고되지 않고 있는 실정이며 단지 공법 적용 사례에 관련된 논문과 수치모델링에 의한 연구논문이 유럽지역을 중심으로 발표되고 있다. Mastropietro(1979)는 이회토(marl) 지반에서 5 m의 강봉을 이용한 막장 수평보강사례를 최초로 발표한 바 있으며 Barbacci 등(1990)은 팽창성 지반에서 시공되는 수로터널에 3.0 m 길이의 Swellex 볼트와 12 m 길이의 마이크로 파일을 이용한 막장 보강 사례를 보고한 바 있다. Lunardi 등(1992)은 유리섬유강봉을 이용한 수평보강공법을 적용하고 현장 계측에서 얻어진 터널의 거동을 보고한 바 있다.

최근에 들어 Grasso 등(1993)은 축대칭 유한요소해석을 수행하여 수평보강재의 보강효과를 정성·정량적으로 평가하였으며, 보강효과를 정량화하는 방법으로서 등가 점착력(c^*) 개념을 식 (4)와 같이 제시하였다. 여기서 c 와 ϕ 는 각각 지반의 점착력 및 내부마찰각이며 $\Delta\sigma_3$ 는 보강재로 인한 최주응력 증가량을 나타낸다.

$$c^* = \left[c + \frac{1 + \sin \phi}{2 c \cos \phi} \right] \Delta\sigma_3 \quad (4)$$

한편, Pelia(1994)와 Peila 등(1996)은 각각 유한요소법 및 유한차분법을 이용하여 매개변수 연

구를 수행하고 그 결과를 토대로 식(5)로 정의되는 막장등가압력을 이용하여 막장 수평보강효과를 정량화하는 방법을 제안하였다.

$$P_{face} = \min \left\{ \frac{n A \sigma_a}{S}; \frac{n s_r \tau_a}{S} \right\} \quad (5)$$

여기서 n 은 보강재 수, A 는 보강재의 단면적, σ_a 는 보강재의 항복강도, S 는 막장단면적, s_r 은 보강재의 표면적, 그리고 τ_a 는 지반/보강재 마찰강도로 정의된다.

최근 들어 막장 수평보강을 통한 터널 안정성 확보에 관한 관심이 증가되면서 이에 관련된 많은 연구가 수행되고 있다. Calvello와 Taylor(1999) 및 Yoo와 Shin(1999)는 각각 원심모형시험 및 3차원 유한요소해석을 통해 수평 보강 막장의 거동 메카니즘에 관한 매개변수 연구를 수행하고 그 결과를 제시한 바 있으며, 특히 Yoo와 Shin(1999)은 수평 보강 막장의 거동 메카니즘과 아울러서 보강재 길이 및 타설 분수와 변위역제 효과와의 정량적인 관계를 제시하였다.

전술한 많은 연구들은 터널 막장 및 수평 보강된 막장의 거동 메카니즘에 관한 많은 이론적 배경을 제공한 것은 사실이나 설계에 적용할 수 있는 정량적인 근거 제시에 있어서는 아직 부족한 상태이며 따라서 이에 대한 종합적이고 체계적인 연구가 요구되고 있다.

3. 3차원 유한요소해석

앞서 언급한 기존의 터널 막장 안정성에 관련된 연구에 있어서 3차원 유한요소해석을 성공적으로 적용한 바 있으며 따라서 본 연구에서도 3차원 탄소성 유한요소해석기법을 이용하여 터널 막장의 거동에 관한 매개변수 연구를 수행하였다. 본 연구에서는 네덜란드 TNO Building & Construction Research 社와 Delft Technical University가 공

동 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 DIANA 를 이용하였다.

3.1 해석조건 및 모델링

그림 2는 해석 대상 조건의 개요도를 나타내고 있는데 본 연구에서는 보이는 바와 같이 균질한 지반에 직경 8.0m의 원형터널이 시공되는 경우를 다루었다. 해석에서는 무보강 막장 및 수평 보강 막장의 변형 거동특성을 고찰하기 위해 지반조건, 안정비, 토피고대 굴착경비(C/D), 보강재의 수(NP), 보강재의 길이(LP) 등을 변화시켜가며 다양한 조건으로 해석하였다. 표 1은 본 연구에서 고려한 해석조건을 정리·요약하고 있으며, 표 2는 보강재 타설 본수에 따른 보강패턴을 나타내고 있다.

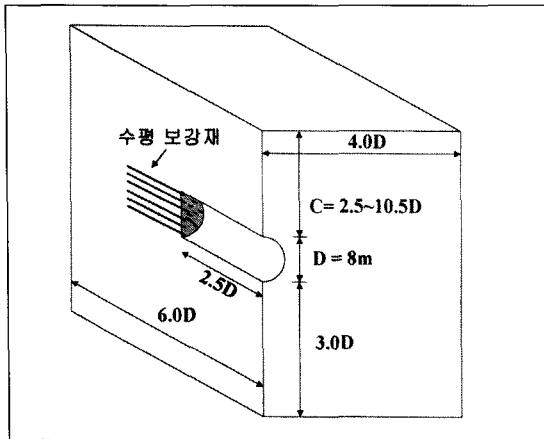


그림2. 해석 대상 조건

〈표1〉 해석조건

Tunnel Cover Depth (C/D)	보강재		
	보강재의 수 (NP)		보강재의 길이(LP)
2.5 5.5 10.5	12, 18, 30, 54, 72, 90	0.1D, 0.3D, 0.5D, 1.0D, 1.5D, 2.0D	
물성치	지반 조건		
	G1	G2	G3
점착력, C (kPa)	5	30	50
내부 마찰각, ψ	35	20	0
탄성계수, E (kPa)	70,000	50,000	15,000

※ 음영부분과 굵은체는 해석에 사용된 물성치

해석 영역은 그림 3에서 보이는 바와 같이 우측 및 바닥의 경계면을 터널 중심으로부터 각각 4.0D 및 3.0D에 위치시킴으로써 설정하였으며 지반은 8절점 Brick 요소(HX24L)를 이용하여 그리고 수평보강재는 Reinforcement 요소를 이용하여 모델링하였다. 재료모델링에 있어서 지반은 Mohr-Coulomb 파괴조건과 비관련 흐름법칙(non-associated flow rule)을 따르는 탄소성재료로 가정하였다. 한편, 보강재는 탄성재료로 가정하였으며, 유리섬유 파이프의 일반적인 역학적 특성을 적용하였다(포아송비 $\nu=0.2$, 탄성계수 $E=15$ GPa). 그림 3은 약 3600 및 3000여개의 절점 및 요소로 구성된 C/D=2.0 조건의 유한요소망을 보여주고 있다.

〈표 2〉 보강재 타설 본수에 따른 보강패턴

보강재 개수(NP)	대구분	소구분
12	①,⑤,⑨	III, V
18	①,⑤,⑨	I, III, V
30	①,④,⑤,⑥,⑨	I, III, V
54	①~⑨	I, III, V
72	①~⑨	I, II, III, V
90	①~⑨	I~V

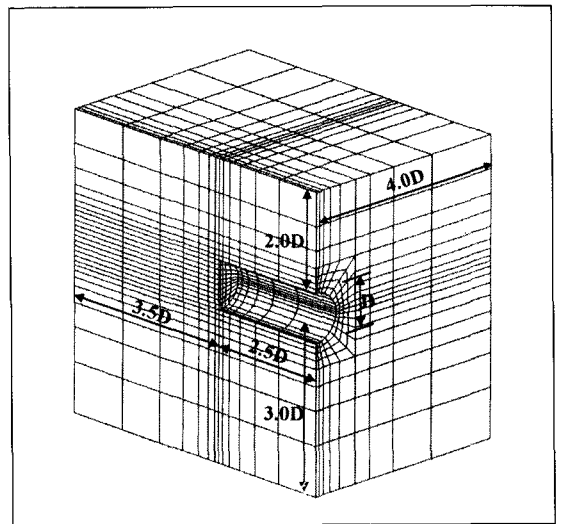


그림3. 적용된 유한요소망

3.2 시공과정의 모델링

본 연구에서는 터널 막장의 3차원 거동 고찰에 주안점을 두었으므로 시공과정의 모델링에 있어서는 단계 굴착과정 및 지보 설치과정에 대한 상세한 모델링을 피하고 보다 단순한 모델링 기법이 적용되었다. 즉, 일반적으로 터널 굴착과정은 굴착-지보재 타설로 이어지는 다단계 굴착방법을 채택하고 있으나 굴착-지보재 타설의 시공단계를 단순화하여 1 단계 굴착모사방법을 채택하였다. 초기 지중응력 상태는 흙의 자중에 의한 물체력을 각 절점력으로 환산하여 작용시킴으로써 재현하였으며, 그 후 보강재 타설-굴착-라이닝 타설로 이어지는 일련의 과정을 단순화시키고 앞서 언급한 1단계 굴착모사방법을 이용하여 굴착 과정을 모사하였다. 한편, 라이닝 타설로 인한 반경방향 억제 효과는 라이닝에 해당하는 절점을 고정시키는 방법으로 모델링하였다.

4. 보강조건에 따른 터널 막장 변형 거동

일반적으로 막장 수평보강 공법의 설계측면에

있어서 가장 중요한 항목은 보강재 타설 본수(NP) 및 길이(LP)이며, 이러한 항목은 터널의 안정성 및 경제성을 고려하여 결정하여야 한다. 따라서 본 연구에서는 NP 및 LP에 대한 매개변수 연구를 수행하였다.

4.1 보강재 수(NP)의 영향

그림 4는 기본조건에 있어서 보강재 수(NP)에 따른 Ω_f -LS 곡선의 변화경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 보강재의 수(NP)가 증가함에 따라 그래프의 기울기가 감소하는 경향을 관찰할 수 있다. 이러한 경향은 동일한 응력해방정도에 대하여 NP가 증가할수록 Ω_f 가 감소하는 것을 의미하므로, 보강재 수가 증가함에 따라 보강효과 또한 증가한다는 경향을 나타낸다고 할 수 있다. 또한 보강재의 수가 약 50 이하에서는, 즉 $NP \leq 50$, NP의 증가에 따라 Ω_f -LS 곡선의 기울기가 현저히 감소하나 $NP \geq 50$ 이상에서는 거의 차이를 보이지 않고 있는데, 이는 $NP=50$ 을 기점으로 하여 그 이상의 수로 보강하여도 추가로 적용되는 보강재는 보강효과 증진에 별다른 도움을 주지 못함을 의미한다고 할 수 있다.

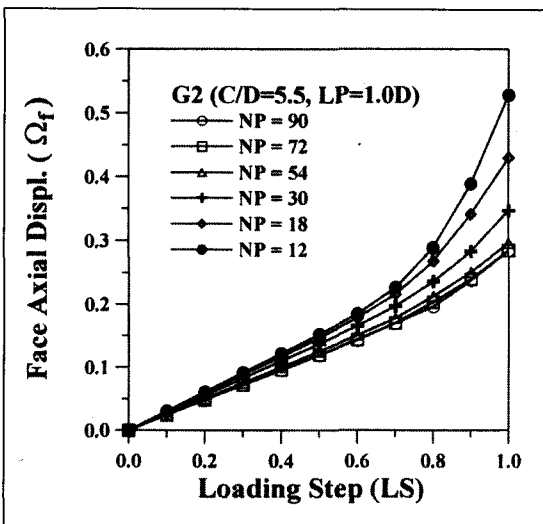


그림4. NP에 따른 Ω_f -LS 곡선 변화 경향

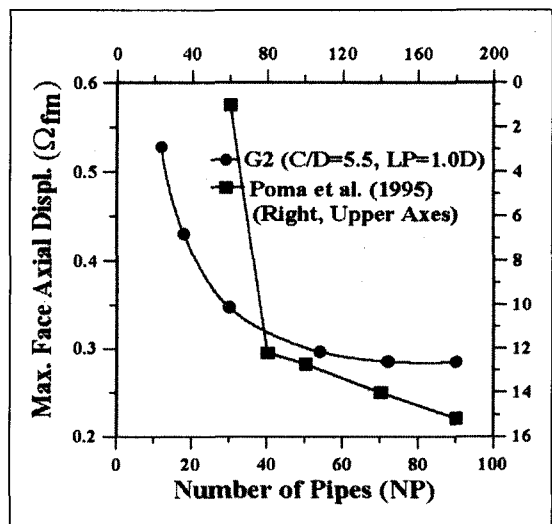


그림5. NP에 따른 Ω_{fm} 변화 경향

진술한 경향은 응력해방 완료 후 최대 막장 축방향 변위(Ω_{fm})와 보강재의 수(NP)의 관계를 나타내고 있는 그림 5에서 보다 잘 나타나고 있는데 보이는 바와 같이 NP증가에 따른 Ω_{fm} 감소 경향이 약 NP=50 이상에서는 거의 나타나지 않고 일정한 수치에 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 주어진 터널조건에서 최대 보강효과를 발현하는 임계 보강재 수 NP_{crit} 가 존재함을 의미하며 본 해석조건인 임계 보강재 수는 $NP_{crit}=50$ 정도인 것으로 나타났다. 또한 그림 6에서는 Poma 등(1995)이 $E=200$ MPa, $c=30$ kPa, $\phi=18^\circ$ 의 역학적 특성을 가지는 지반에 토피 100 m, 직경 18 m인 터널을 시공하면서 수행한 현장 계측결과를 함께 도시하고 있다. 두 경우 상호 경계 조건이 상이하므로 직접적인 비교는 어려우나 NP가 40~50에서 Ω_{fm} 이 수렴하는 유사한 경향을 보이고 있다. 따라서 이러한 경향은 본 공법 설계시 경제적인 설계를 위해서는 주어진 조건(지반 및 터널)과 NP_{crit} 를 검토하여 최적 보강재 수를 결정하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

4.2 보강재 길이(LP)의 영향

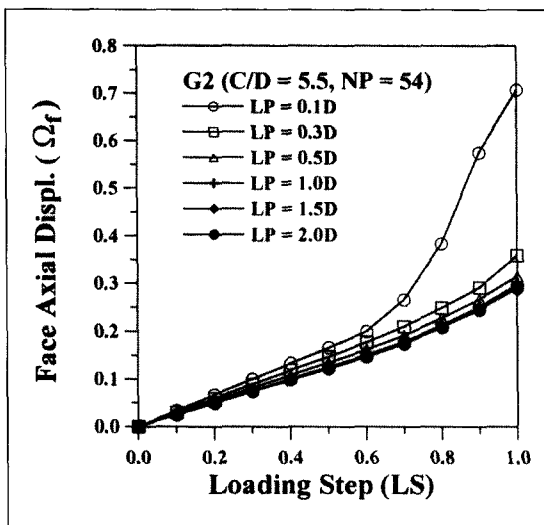


그림6. LP에 따른 Ω_f -LS 곡선 변화 경향

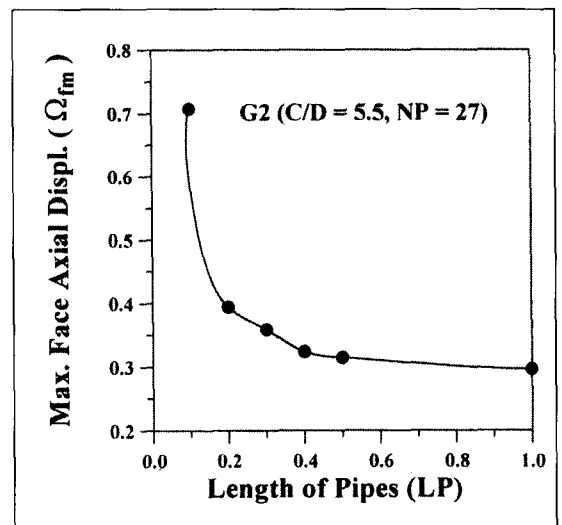


그림7. LP에 따른 Ω_{fm} 변화 경향

그림 6은 보강재의 길이(LP)에 따른 Ω_f -LS 곡선의 변화 경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 LP가 증가할수록 곡선의 기울기가 증가하는 경향을 나타내고 있어 NP의 영향과 거의 유사한 경향을 나타내고 있다. 또한, $LP < 0.3D$ 의 경우에는 Ω_f -LS 곡선의 기울기가 매우 완만하게 나타날 뿐만 LS=0.7에서 막장의 변위가 가속화되는 경향을 나타내고 있는데 이는 보강재의 길이가 짧아 충분한 수동저항을 제공하지 못하여 막장에서의 이완영역이 확장되었기 때문으로 이해할 수 있다. 따라서 이러한 막장파괴를 피하기 위해서는 보강재의 길이를 최소 $LP=0.3D$ 이상을 확보하여야 함을 의미한다고 할 수 있다.

진술한 경향은 LP에 따른 막장 최대수평변위(Ω_{fm}) 변화 경향을 보여주고 있는 그림 7에서 보다 잘 나타나고 있다. 즉, 보이는 바와 같이 LP가 증가함에 따라 막장의 최대 수평변위는 현저히 감소하여 $LP=0.3\sim 0.4D$ 에서 수렴하는 경향을 보이고 있는데 이는 보강재의 길이가 터널직경의 약 40% 이하일 경우($LP < 0.4D$)에는 터널 막장 수평변위가 가속화되는 경향으로 이해할 수 있으며, 따라서 $LP=0.4D$ 를 막장의 안정성 확보를 위한 임

계 보강재 길이(LP_{crit})라고 간주할 수 있다. 일반적으로 현장에서는 약 0.3~0.4D의 중첩길이를 확보하고 반복적으로 적용하고 있는데 본 연구결과를 토대로 판단할 때 큰 무리가 없을 것으로 판단된다.

5. 임계보강조건

터널의 토피고(C/D)에 따른 NP_{crit} 변화경향이 다양한 지반조건에 대하여 그림 8에 나타나 있다. 보이는 바와 같이 NP_{crit} 는 지반조건과 토피고에 관계없이 $NP_{crit} = 30 \sim 40$ 의 수치를 보이고 있어 굴착대상 지반과 토피고에 그다지 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 보다 종합적인 연구가 필요하나 설계측면에서 보강재 타설 본수는 터널 막장의 단면적만을 고려하여도 무방하다는 것으로 이해할 수 있다.

한편, 그림 9는 C/D와 지반조건에 따른 LP_{crit} 변화 경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 본 그림에서 제시되어 있는 경향은 NP_{crit} 보다는 다소 다른 양상을 보이고 있다. 먼저 임의의 지반조건에

서 LP_{crit} 는 터널의 토피고에 그다지 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났는데 이는 터널 상부 토피에 의한 상재하중의 크기는 보강을 요하는 영역의 범위와 무관함을 의미한다. 또한 일반적으로 임의의 토피고에 있어서 지반의 내부마찰각(ϕ)이 감소함에 따라 LP_{crit} 가 증가하는 경향을 보이고 있는데 이는 ϕ 가 감소함에 따라 보강범위가 증가함을 의미한다고 할 수 있다. 이러한 경향은 일반적으로 ϕ 가 감소할수록 초기측압계수 K_0 가 증가하므로 굴착으로 인한 응력해방시 발생하는 이완영역 범위 또한 ϕ 에 따라 증가하기 때문이며 따라서 현장에서는 초기측압계수를 정확히 평가하고 이를 토대로 타설할 보강재의 길이를 설정하는 것이 무엇보다도 중요할 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 현재 프랑스 및 이태리에서 터널 시공시 막장의 안정성 확보방안으로 널리 적용되고 있는 수평보강재를 이용한 터널 막장보강 공법에 대한 내용을 다루었다. 다양한 경계조건에 대한

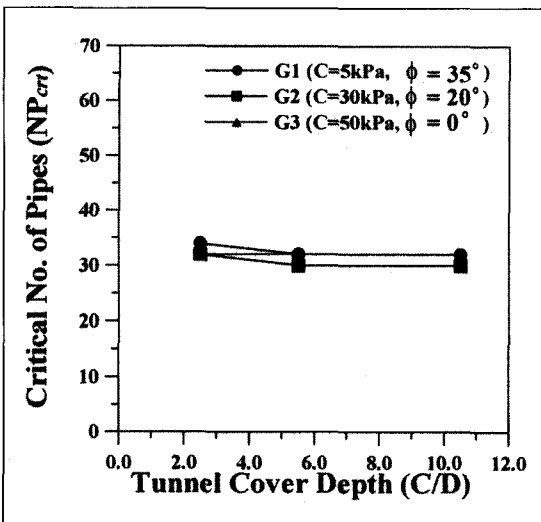


그림8. C/D에 따른 NP_{crit} 변화 경향

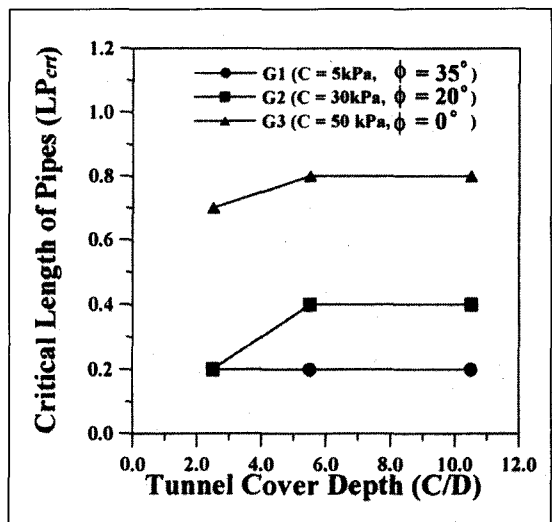


그림9. C/D에 따른 LP_{crit} 변화 경향

정성·정량적 평가를 위해 3차원 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였으며 그 결과를 토대로 수평보강 공법의 정성적인 평가와 보강조건에 따른 막장의 변형 거동의 변화 경향을 고찰하였다. 본 연구에서 얻어진 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 수평보강재를 이용한 터널 막장 보강 공법은 터널 막장의 안정성을 확보하는데 매우 효율적으로 적용할 수 있으며 보강효과는 보강재의 타설 본수 및 길이에 많은 영향을 받는다.
- 2) 임의의 조건에 있어서 보강효과가 최대로 발현되는 임계 보강재 수 NP_{crit} 가 존재하며 이는 터널의 토피고 및 지반조건에 그다지 큰 영향을 받지 않으므로 설계시 보강재의 타설 본수는 터널 막장의 단면적만을 고려할 수 있을 것으로 판단된다.
- 3) 터널 막장의 과다 변형을 피하기 위한 임계 보강재 길이 LP_{crit} 는 터널의 토피고에는 영향을 받지 않으나 초기축압계수가 증가함에 따라 LP_{crit} 가 증가하는 것으로 나타났으며, 따라서 현장에서 소요충척 길이는 초기축압계수를 고려하여 설정하여야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. Arsena, F.P et al.(1991), "La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico", Int. Congr. on Soil and Rock Improvement in Underground Works, Milano pp. 649~556
2. Barbacci, C., Pelizza, S., Stangatelli, V. and Turco, E. 1990. Problemi geotecnici e costruttivi di una galleria in argilla dell'acquedotto della Campania Occidentale, Int. Congr. on Large Underground Openings, Vol. 2, Firenze: 31-36
3. Broms, B.B. and Bennermark, H. 1967. Stability of clay at vertical openings, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 93: 71-95
4. Calvello M. and Taylor, R.N.(1999), "Centrifuge modelling of a spile-reinforced tunnel heading", Preprint Volume of Proceedings on Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground, Tokyo, pp. 313~318.
5. Cividini, A., Goida, G. and Jommi, C. (1991), "Analisi di stabilita' ad elementi finite per materiali con incrudimento negativo, Proc. of the II Convegno nazionale dei ricercatori del gruppo di coordinamento degli studi di ingegneria geotechnica del C.N.R.", Ravello, Italy, pp. 75~92
6. Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., and Seneviratne, H. N.(1980). "The Stability of Shallow Tunnels and Underground Openings in Cohesive Material." Geotechnique, Vol. 30, No. 4, pp. 397-416.
7. Deere, D. U., Peck, R. B., Monsees, J. E. and Schmidt, B.(1969), "Design of Tunnel Liners and Support Systems.", Report prepared for the Office of High Speed Ground Transportations, US-DOT, University of Illinois, Urbana, Illinois.
8. DIANA Users Manual Release 6.1 (1996), TNO Building and Construction Research.
9. Grasso, P., Mahtab M.A., Pelizza S. and Rabjoli G.(1993), "Consideration for design of shallow tunnels", Int. Conf. Underground Transportation Infrastructures, Toulon,

10. Lo, K.Y., Ogawa, T., Sekiguchi, K. and Rowe, R.K.(1990), "Large deformation and face instability in tunnelling through thick fault zones, Proc. of International Conference Tunnelling in the 90's, Vancouver, pp. 101~120.
11. Lunardi, P., P., Focaracci, A., Giogi, P. and Papacella, A.(1992), "Tunnel face reinforcement in soft ground design and control during excavation", Int. Congr. Towards New Worlds in Tunnelling, Acapulco, Vol 2, pp. 897~908.
12. Mastropietro, G.(1979), "Progetto esecutivo della galleria", Proc. of the Seminario sui lavori in galleria, ANAS, Roma: pp. 45~66
13. Peila, D.(1994), "A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face", Geotechnical and Geological Engineering. Vol. 12, pp. 145~168.
14. Peila, D, Oreste, P.P, and Pellizza, S.(1996), "Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on the stability of a tunnel face.", Proc. Int. Conf. on North American Tunneling 96. Vol. 1, pp. 425~431.
15. Poma, A., Grassi, F. and Devin, P. (1995), "Finite difference analysis of displacement measurements for optimizing tunnel construction in swelling soils", Field Measurements in Geomechanics 4th International. Symposium, Bergamo, pp. 225~236.
16. Lee, K. M. and Rowe, R. K.(1990) "Finite Element Modelling of The Three-Dimensional Ground Deformations Due To Tunnelling in Soft Cohesive Soils: Part II - Results." Computers and Geotechnics, Vol. 10, pp. 111~138.
17. Yoo, C.S. and Shin, H.K.(1999), "Behavior of tunnel face pre-reinforced with sub-horizontal pipes", Preprint Volume of Proceedings on Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground, Tokyo, pp. 434~441.

회비납부 및 신상변동 신고 안내

회원 여러분께서 납부하시는 회비는 협회운영의 소중한 재원으로 활용되고 있습니다.
 회원제위께서는 체납된 회비를 납부하시어 원활한 협회운영에 협조하여 주시기 바랍니다.
 회비납부는 입회안내를 참고하시고, 또한 신상에 변동이 있는 회원께서는
 협회 사무국(전화:598-3138, 팩스: 598-3139)으로 연락하여 주시기 바랍니다.