

# 터널굴착에 따른 지반변형 수치해석: 서울지하철 NATM 터널해석 사례연구

A Numerical Analysis on Ground Deformation due to Tunnel Excavation :  
Case Study of Seoul Subway NATM Tunnel

손준익\*1, 이원제\*2

정하익\*2, 홍성완\*3

---

## Abstract

In this paper an analytic discussion was made for a finite element analysis performed for the case study of Seoul subway NATM tunnel. The effects mainly discussed on the ground deformation analysis were the staged tunnel excavation and the excavated distance from a tunnel facing. The concept of ground characteristic line has been applied to properly consider the loading condition given by staged tunnel excavation so that the imaginary supporting pressure is applied on the excavated tunnel face. Discussions on the results of the performed finite element analysis were mainly made with respect to the ground settlement, tunnel displacement, earth pressure, stress mobilized in supporting members. And the three dimensional supporting effect due to the tunnel facing was evaluated based on an elastic closed-form solution and a result of two dimensional axisymmetric finite element analysis.

## 요 지

본 논문에서는 서울지하철 NATM 터널 표준지보단면을 대상으로 실시한 유한요소해석 결과에 관하여 논술했다. 터널 굴착단계별 해석에 따른 영향과 터널막장으로부터의 굴진 거리에 의한 영향을 증점적으로 분석하였다. 터널 굴착단계별 하중조건을 적절히 반영할 수 있도록 지반특성곡선의 개념을 적용하여 터널굴착면 내부에 가상 지지압력을 재하하였다. 유한요소해석 결과에 대한 분석은 지반침하, 터널변위, 지중응력, 지보재 응력 등을 대상으로 실시되었다. 또한 터널 막장에 의한 3차원적 변위 억제효과 분석을 위하여 터널 변위 특성곡선 개념과 2차원적 축대칭 해석방법을 제시하였다.

---

\*1 정회원, 한국건설기술연구원 수석연구원

\*2 정회원, 한국건설기술연구원 연구원

\*3 정회원, 한국건설기술연구원 연구위원

## 1. 서론

터널굴착에 따라 지반내부에는 비지지 공동이 형성되어 굴착부에는 상당량의 지지력이 감소하게 되며 굴착부 부근에는 새로운 응력장을 형성하게 된다. 터널굴착에 따라 발생하는 지반변위는 초기단계에 탄성적 변위로 나타나나 시간이 경과됨에 따라 재하하중의 크기는 증가하고 지반변위는 소성영역으로 확대되게 된다. 이와같은 굴착부 주변지반의 거동은 일차적으로 지반조건에 의하여 좌우된다 할 수 있으나 터널굴착방법과 터널의 기하학적 형상 등에 의해서도 많은 영향을 받는다. 또한 굴착단계의 시공조건을 살펴보면 터널굴착은 지보재의 설치와 병행하여 이루어지고 있기 때문에 터널지보재 설치에 따른 지반-구조물 상호작용으로 인하여 굴착지반의 변위는 억제되게 되며 지반응력은 점차 안정된 상태로 새로운 평형상태에 도달되게 된다.

이와같이 터널굴착에 따른 주변지반의 거동은 지반조건, 터널의 기하학적 형상, 굴착방법, 지보재 설치등에 따른 굴착단계별 시공조건 등의 다양한 요인들에 의하여 좌우된다. 또한 터널구조물은 터널 단면방향과 터널 굴진방향으로 3차원적인 구조임을 감안할 때 굴착부에서 막장까지의 거리는 굴착부의 지반응력상태에 상당한 영향을 주게 된다. 따라서 본 논문에서는 지반굴착에 따른 터널변형 해석을 위하여 1991년 7월 1일 지반공학소식 창간호에 게재된 서울지하철 5, 7, 8호선의 터널표준지보단면을 대상으로 유한요소 수치해석을 실시하였고 굴착지반 거동에 영향을 주는 요인들에 관하여 분석하였다. 특히 굴착단계별 해석에 따른 영향과 터널막장으로부터의 굴진거리에 의한 영향을 중점적으로 분석하였으며 수치 해석결과를 기존의 터널 해석이론과 비교하여 분석하였다.

## 2. 해석 program의 개요

본 해석을 위하여 사용된 프로그램은 REA 이다. REA는 흙-구조물 상호작용문제를 다루기 위하여 Herrmann(1977)에 의하여 개발된 프로그램으로 특히 지반속에 삽입되어 있는 보강재와 지반과의 상호작용을 해석할 수 있는 기능을 보유하고 있다. 이 프로그램은 총 2,340행의 규모로서 주 프로그램과 20개의 부 프로그램으로 구성되어 있다. 사용언어는 FORTRAN이며 주요변수들은 배정도(double precision) 변수를 사용하고 있다. 해석방법은 평면변형을 상태로 하여 응력-변형 해석을 실시하게 되어 있으며 평면응력 상태로 해석을 하고자 할 때에는 등가의 평면응력 수치를 지정하여 수행할 수 있도록 되어 있다.

본 프로그램에서 사용되는 재료모델 형태는 선형 등방 탄성 모델, 선형비등방 탄성 모델, 쌍곡선 모델, 수정쌍곡선 모델 그리고 탄소성 모델 등이다. 흙-구조물 상호작용은 지반과 구조물 사이에 미끄러짐이 있는 상태와 없는 상태로 분류하여 해석하며 적절한 부착

스프링 계수, 점착력, 마찰계수를 지정하여 해석된다.

유한 요소망은 Laplacian-Isoparametric Scheme을 이용하여 몇개의 데이터로부터 컴퓨터가 요소망을 자동적으로 생성하게 되어 있다. 따라서 유한요소망 작성에 필요한 시간과 노력을 많이 절약할 수 있다. 유한요소망의 자동생성은 직선뿐만 아니라 원호면에도 가능하다.

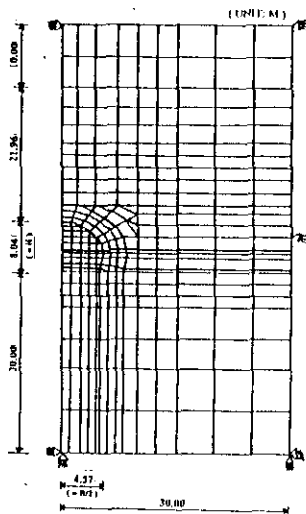
본 프로그램은 단계적 시공조건을 고려할 수 있도록 점중적 하중을 반영하는 하중이력 함수(Load History Function)를 지정하여 점중적 하중을 반영할 수 있으며 성토와 굴착, 보강재 및 타이백설치, 프리스트레싱 도입, 그리고 이들의 시공순서 등을 반영할 수 있다. 적용 하중의 형태로는 등분포 하중 및 집중 하중 모두가 가능하며 수직, 수평, 경사방향 모두 고려할 수 있다.

### 3. 수치해석을 위한 이상화 및 가정조건

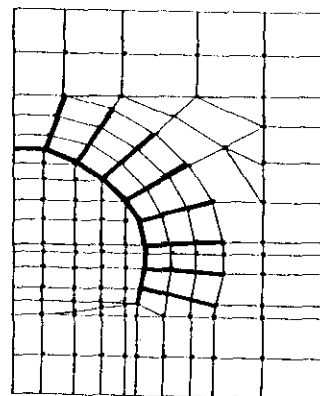
#### 3.1 유한요소망과 경계조건

본 사례연구에서는 터널단면 방향에 대한 굴착단계별 터널 및 주변지반의 응력-변형해석을 위하여 그림 1과 같이 유한요소망을 작성하였으며 이에 대하여 평면 변형율조건 해석을 실시하였다.

요소의 양단경계면 및 하부경계면은 수직 및 수평방향으로만 변위를 일으키는 roller로 가정하였다. 지반의 거동은 초기응력조건을 지정하였으며 요소의 단위중량과 위치를 고려하여 산정하였다.



(a) 전체 유한요소망



(b) 터널부 부근의 유한요소망

그림 1 유한요소망

### 3.2 지반조건 및 재료 물성치 결정

지반의 거동 특성은 선형 등방 탄성 모델을 사용하였으며 물성치는 표 1에 나타낸 바와 같이 문제에서 주어진 값을 그대로 적용하였다. 지보재는 탄소성 모델에 의한 beam 요소로 모델링하였으며 이 모델의 응력-변형을 관계곡선은 그림 2와 같다. 지보재의 파괴는 극한 변형을  $\epsilon_{ult}$ 에서 발생하며, 항복과 파괴는 축력에만 의존하도록 되어있다. 재료가 소성범위에 있을 때의 휨강성은 소성계수  $E_p$  만으로 결정된다. 록볼트는 설치간격(C.T.C 1.2 m)을 고려하여 물성치를 산정하였다. soft shotcrete와 hard shotcrete의 항복응력  $Y$  는 하급 및 상급 콘크리트의 물성치를 각각 사용하였다.

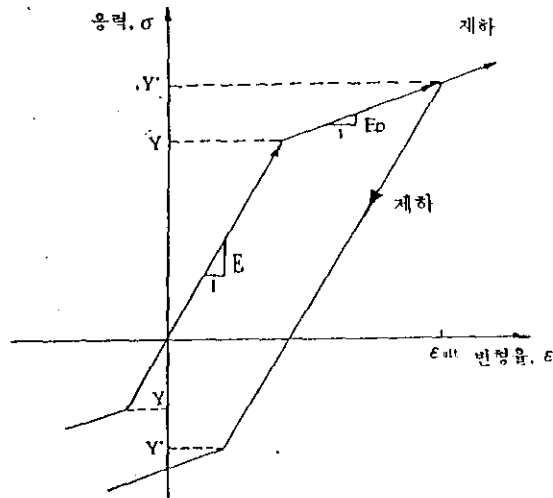


그림 2 지보재의 응력-변형을 관계곡선

표 1 지반 및 지보재의 물성치

재 료	물 성 치		
풍화토	$E = 8,000(t/m^2)$ ,	$\nu = 0.286$ ,	$\gamma = 2.0t/m^3$
풍화암	$E = 100,000(t/m^2)$ ,	$\nu = 0.231$ ,	$\gamma = 2.2t/m^3$
연 암	$E = 500,000(t/m^2)$ ,	$\nu = 0.200$ ,	$\gamma = 2.4t/m^3$
1차 슛크리트 (soft shot.)	$E = 500,000(t/m^2)$ , $A = 0.05(m^2)$	$E_p = 140,600(t/m^2)$ , $I = 1.04 \times 10^{-7}(m^4)$	$Y = 1,400(t/m^2)$ , $\epsilon_{ult} = 0.003$
2/3차 슛크리트 (hard shot.)	$E = 1,500,000(t/m^2)$ , $A = 0.15(m^2)$	$E_p = 351,500(t/m^2)$ , $I = 2.81 \times 10^{-6}(m^4)$	$Y = 2,800(t/m^2)$ , $\epsilon_{ult} = 0.003$
록 볼트	$E = 21,000,000(t/m^2)$ , $A = 0.0005(m^2)$	$E_p = 7,029,500(t/m^2)$ , $I = 1.6 \times 10^{-8}(m^4)$	$Y = 7,0300(t/m^2)$ , $\epsilon_{ult} = 0.15$

#### 4. 굴착단계별 해석

##### 4.1 지반특성곡선 개념

터널굴착에 따른 주변지반과 지보재에 작용하는 응력과 변위는 주변지반의 물성과 현장 응력상태에 의하여 좌우될 뿐만 아니라 지보재의 강성과 지보재의 설치 경과시간 등에도 영향을 받는다. 이와같은 영향을 잘 반영하여 주는 것이 굴착지반을 지지하는 가상 내부 지지압력과 내공변위와의 관계를 나타내는 소위 지반특성곡선(ground characteristic line) 혹은 지지반응곡선(support reaction line)의 개념이다(Ward, 1978 ; Brown et al., 1983).

그림 3에 의하면 반경  $r_{t0}$ 의 터널이 굴착되면서 굴착부 내부에는 내부지지압력  $P_t$ 가 가상적으로 작용하는 것으로 간주하며  $P_t$ 는 내공변위  $u_t$ 가 발생하면서 즉 터널반경은  $r_{t0}$ 에서  $r_t$ 로 감소하면서 그 크기가 감소한다.  $P_t$ 가 감소함에 따라 지반내에 발생하는 방사방향 응력  $\sigma_r$ 은  $(\sigma_\theta - \sigma_r)$ 의 수치가 굴착지반의 강도에 도달할 때까지 원지반 응력  $P_0$ 의 값에서부터 서서히 감소하며 접선방향 응력  $\sigma_\theta$ 는 증가하게 된다.

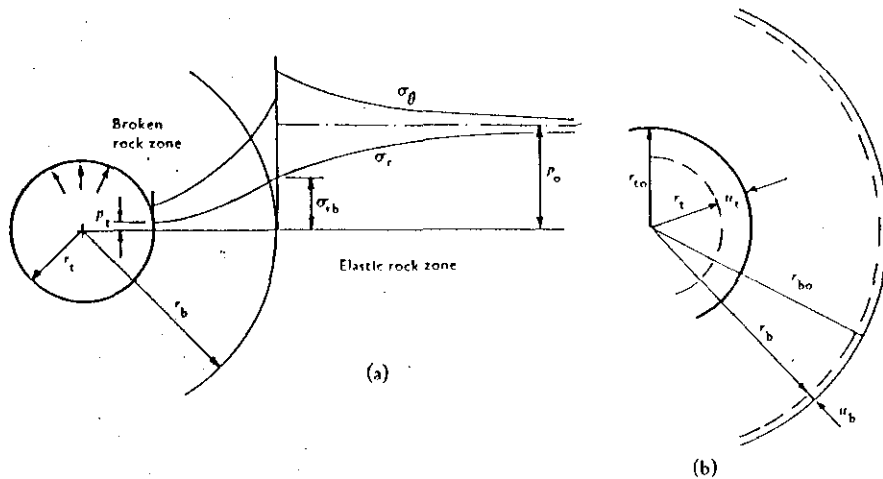


그림 3 원형터널 변형해석을 위한 평면변형을 탄소성 이론(Ward, 1978)

그림 4는 Ladanyi의 특정터널에 대한 해석결과를 나타내고 있다(Ward, 1978). 그림 내의 두 곡선 중에서 실선은 상대 내공변위( $u_t/r_{t0}$ )에 따른 상대지지압력 ( $P_t/P_0$ )를 나타내며, 점선은 그에 대응하는 파쇄영역범위( $(r_{bo}-r_{t0})/r_{t0}$ )를 나타내고 있다. 단기 특성곡선의 경우  $P_t/P_0 = 0$ 이 되는 상대내공변위는 약 1%에 해당되며 지보재가 설치되기 전에 지반내의 응력은 평형상태에 도달된다. 단기 특성곡선에서  $P_t/P_0 = 0$ 인 지점에서 지보재가 설치된다고 할 때 장기간의 지반변형에 따라 지보재에는 지반과 지보재의 방사방향 변위가 같아질 때까지 방사방향의 압력이 증가하여 평형상태에 도달한다. 지보재에 발생하는 방사

방향의 압력은 지보재와 주변지반의 강성에 의해 좌우되지만 이 경우에는 초기 지반응력  $P_0$ 의 약 9 %를 나타내고 있다. 또한 지보재의 항복응력이 작은 경우는 그림에서와 같이 장기간의 지반변형을 감안함에 따라 보다 큰 내공변위에서 평형상태에 이른다.

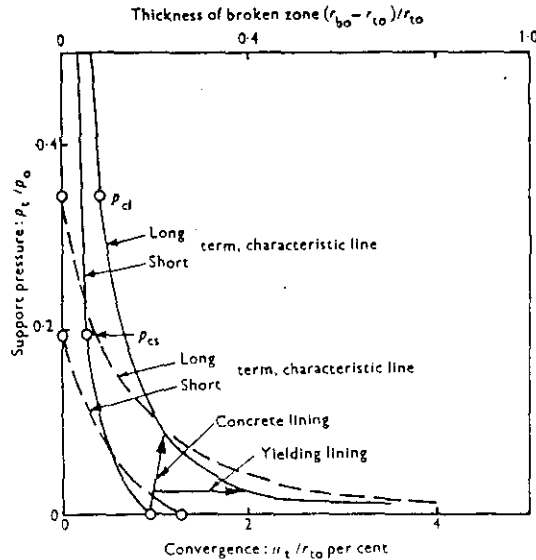


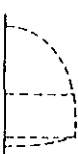

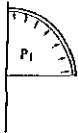
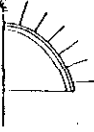
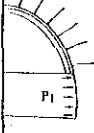
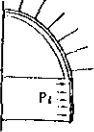
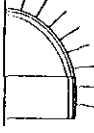
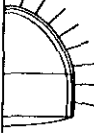
그림 4 터널내공변위에 따른 굴착부 지지응력 개념(Labdanyi, 1974)

#### 4.2 시공단계별 해석조건

터널시공은 크게 굴착공과 지보공의 두가지 공정으로 구분할 수 있다. 굴착공은 터널 단면을 상반, 하반, 인버트로 분할하여 시행한 것으로 하였으며 지보공은 반단면 굴착후 상반과 하반부에 교대로 시행된다. 이와같이 터널단면의 상반, 하반, 인버트의 굴착과 지보재의 설치는 같은 시점에서 시공되는 것이 아니기 때문에 구조적으로는 한 단면에서 일체감을 유지하고 있으나 역학적으로는 시공단계별로 굴착조건을 고려할 경우 응력조건은 일체감을 유지할 수 없다. 따라서 터널굴착에 의한 지반 거동해석에 있어서는 이와같은 현장조건을 적절히 고려하여야 근사한 해를 구할 수 있다. 해석단계는 시공순서에 따라 표 2와 같이 7단계로 나누어 수행하였다. 표 2에서는 문제에서 주어진 굴착단계별 시공조건에서 강지보공 설치와 콘크리트 라이닝의 공정은 문제의 조건을 단순화 시키기 위하여 생략하였다. 역학적인 관점에서 볼 때 강지보공과 콘크리트 라이닝은 주요 부재로 작용할 수 있으나 시공적인 관점에서는 역학적 부재로 고려하지 않는 것이 안전측이다. 또한 기타의 부수공정도 해석을 위한 시공조건을 단순화 과정에서 생략되었다. 지반굴착은 굴착 대상 요소를 제거하는 것으로 하였으며 지보재 설치의 2절점을 가진 가상의 요소를 지정된 위치에 첨가하는 것으로 하였다.

시간 비종속적 모델의 수치해석에 있어서는 굴착이 완료된 순간 지반응력은 평형상태에 도달하기 때문에 이어서 설치되는 지보재에는 다음 굴착 전까지 더 이상의 하중이 작용하게 되지 않는다. 그러나 현실적으로는 앞에서 언급한 지반특성곡선 개념에서와 같이 지보재에는 굴착지반에 한시적으로 지지되고 있던 하중이 지보재가 설치됨에 따라 지보재에 전

표 2 시공단계별 해석조건

Step No.	시공상황	터널단면 형상	내부지지 압력상태
0	초기단계		$P_i = 0$
1	상반굴착		$P_i = \alpha P_o$ $\alpha = 0.09$
2	Soft shotcrete 설치		$P_i = 0.5 \alpha P_o$ $\alpha = 0.09$
3	Hard shotcrete + Rock Bolt 설치		$P_i = 0$
4	하반굴착		$P_i = \alpha P_o$ $\alpha = 0.09$
5	Soft shotcrete 설치		$P_i = 0.5 \alpha P_o$ $\alpha = 0.09$
6	Hard shotcrete + Rock Bolt 설치		$P_i = 0$
7	인버트 굴착		$P_i = 0$

달리게 된다. 따라서 본 해석에서는 이와같이 굴착부에서 형성되는 굴착단계별 지반응력 경계조건을 모델링하기 위하여 터널내부에 작용하는  $P_i$ 를 표 2에서와 같이 단계별로 지정하였다. 각 단계별로 작용하는  $P_i$ 는  $P_i = \alpha P_0$ 로  $\alpha$ 의 수치를 표 2에서와 같이 시공단계별로 지정하였다. 여기에서  $P_0$ 는 원지반 응력으로 굴착지점에 작용하는 X, Y, Z 방향의 연직응력을 평균한 값으로 하였다.

#### 4.3 유한요소 해석결과 분석

수치해석은 내부지압력  $P_i$ 의 크기를  $P_i/P_0 = \alpha = 0.09$ 인 경우를 표준조건으로 간주하여 상반, 하반, 인버트 굴착단계인 1, 4, 7단계를 중심으로 그 해석결과를 분석하였다. 또한  $P_i$ 의 크기에 따른 지반거동 반응을 비교하기 위하여  $P_i/P_0 = \alpha = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ 이 되도록  $P_i$ 의 크기를 변화시켜 표 2에서와 같은 시공단계별 해석을 실시하였다.  $P_i/P_0$ 비가 다른 조건에 대하여는 굴착 최종단계인 7단계에서의 해석결과를 비교하므로써 가상 내부지압력  $P_i$ 변화에 따라 영향을 받는 터널주변지반과 지보재의 거동특성에 관하여 분석하였다. 분석항목은 지반침하 및 지중응력, 터널변위, 지보재 응력 등을 대상으로 하였다.

##### 1) 지반침하

지반침하는 지표침하와 지중침하를 대상으로 분석하였으며 분석 위치는 지표 아래 10 m, 20 m, 30 m 지점으로 하였다. 그림 5에서 보는 바와 같이 지표에서 터널방향으로 깊이가 깊어짐에 따라 지반침하량은 커지며 지반침하 횡방향 영향범위는 감소함을 알 수 있다. 4단계와 7단계에서의 지반침하량은 차이가 거의 없고 그림에서는 중복되어 표기되었다. 즉 하반굴착 이후의 지반침하량은 매우 미소함을 알 수 있다.

지반침하량 해석결과의 타당성을 검토하기 위하여 다음의 Brand-Brenner에 의하여 제시된 지표-천단침하의 상관관계식(한전기술연구원, 1989)을 이용하여 계산된 값과 비교하여 보았다.

$$S_{max} / S_c = (D/h_0)^{0.8} \quad (1)$$

여기에서  $S_{max}$  = 최대 지표침하 ;  $S_c$  = 천단침하 ;  $D$  = 터널직경 ;  $h_0$  = 터널깊이(m)

수치해석 결과는  $S_{max} = 4.02$  mm,  $S_c = 9.35$  mm이며, 이들의 비는  $S_{max}/S_c = 0.43$ 이 된다. 한편  $D = 9.14$  m, 터널깊이  $h_0$ 는 상부지반의 평균 단위중량을 고려하여  $h_0 = 31.1$  m로 간주할 경우  $(D/h_0)^{0.8} = 0.375$ 가 되며, 상기식의 관계를 근사하게 만족하고 있다.

또한 터널 전체 평균변위량을 비교해 보기 위하여 다음의 Lamé'의 평면변형률 조건해법(Ward, 1978)을 적용하였다.



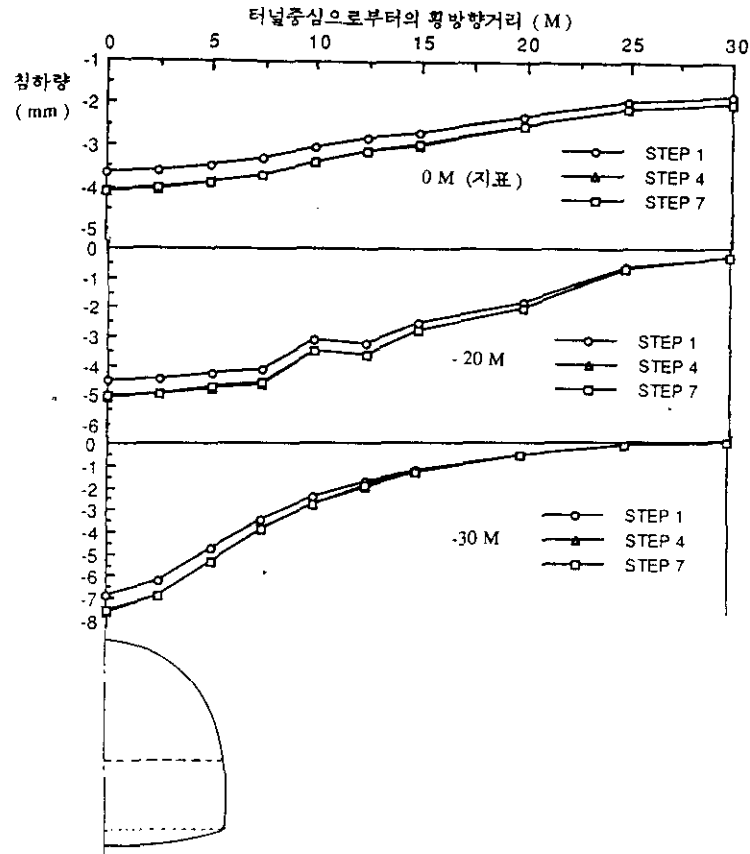


그림 5 지표 및 지중침하 곡선

$$u_t)_{PS} = \frac{P_o \cdot r_t}{2G_r} \quad (2)$$

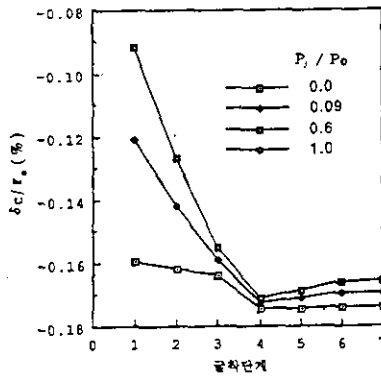
여기에서  $u_t)_{PS}$  = 평면변형률 조건에서의 지반변위 ;  $P_o$  = 토압 ;

$r_t$  = 터널반경 ;  $G_r$  = 지반의 전단계수

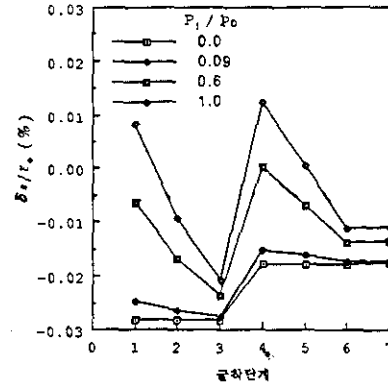
식 (2)에서  $P_o = 42.35 \text{ t/m}^2$  ( $K_o=0.3$ 인 경우),  $r_t = 5.04\text{m}$ ,  $G_r = 40,617\text{t/m}^2$ 일 경우 지반변위는  $u_t)_{PS} = 3.08\text{mm}$ 가 계산된다. 수치해석결과로는 천단침하  $\delta_c = 9.35\text{mm}$ , Spring line에서의 축방향 변위  $\delta_s/2 = 0.46\text{mm}$  임이 계산되었으며 굴착부의 전체 평균변위량  $\delta_{avg.} = 4.9 \text{ mm}$ 로 간주할때  $\delta_{avg.}/u_t)_{PS} = 1.59$ 로 해석치는 식(5)의 계산치에 약 1.59배가 된다. 반면에  $K = 1.0$ 의 조건을 적용할 경우( $P_o = 79.4 \text{ t/m}^2$ )에는  $\delta_{avg.}/u_t)_{PS} = 1.0$ 의 값을 나타내며 두 결과치가 매우 일치함을 보인다.

## 2) 터널변위

시공단계별 터널의 천단침하와 내공변위의 수치해석 결과를 그림 6과 같이 도시하였다.



(a) 천단침하



(b) 내공변위(터널 SL 상부 30 cm 위치)

그림 6 굴착단계별 터널변위 변화 추이

그림 6(a)에서 나타난 천단침하량  $\delta_c$ 는 굴착단계가 진행됨에 따라 점차 증가하는 경향을 보이고 있다. 또한 내부 지지압력  $P_i$ 가 커짐에 따라 천단침하  $\delta_c$ 는 감소하는 경향을 보이고 있어  $P_i$  증가로 인하여 굴착부 지반변형을 억제하기 위한 지보재의 하중분담률이 증가하고 있음을 알 수 있다. 4단계 이후 즉 하반굴착완료 시점 이후부터는 천단침하량의 증가 추세가 현저하게 둔화되어 더 이상의 천단침하는 발생하지 않고 있으며 오히려 약간의 감소량을 나타내고 있다. 이 감소량은 매우 작은 양으로 무시할 정도이며 내부 지지압력  $P_i$ 의 작용시점과 크기에 의해서도 영향을 받을 수 있다.  $\delta_c$ 의 마이너스 수치는 변위가 아랫방향으로 발생됨을 의미한다.

그림 6(b)에는 내공변위량  $\delta_s$ 의 해석수치 결과가 굴착단계별로 도시되어 있는데 이 해석수치는 spring line에서 30 cm 상부에 위치하는 지점을 대상으로 고려한 것이다. 그림에서 보이듯이 내공변위량  $\delta_s$ 는 3단계 굴착단계까지 즉 상반굴착부터 시작하여 상반복돌트 시공시까지는 계속 증가하는 추세를 나타내고 있으며 하반굴착단계(4단계)에서 다시 급격한 감소량을 보인 후 하반 숏크리트 타설 및 록볼트 설치시 까지 다시 계속 증가하는 추세를 보인다. 마지막 인버트 굴착단계(7단계)에서는 거의 변위량에 차이가 없다. 천단침하량의 경우와 마찬가지로 내부 지지압력  $P_i$ 가 증가함에 따라 지보재의 하중분담률이 점차 증가하여 내공변위량도 역시 감소하고 있음을 보이고 있다.  $\delta_s$ 의 마이너스 수치는 변위가 터널중심을 향하여 안으로 발생됨을 의미한다.

### 3) 지중응력

굴착단계 별로 터널주변 지반에 발생하는 응력의 수치해석 결과를 터널 천단부 상부방향과 터널 SL 횡방향 측면의 2방향에 대하여 그림 7과 같이 도시하였다. 굴착 4단계 이후에는 응력의 큰 차이가 없기 때문에 그림에서는 step 4와 step 7의 자료는 겹쳐진 상태

에서 표기되었다.

터널 SL부근에 작용하는 지중응력의 분포상황을 살펴보면 접선방향의 토압  $\sigma_v$ 의 최대 수치는 굴착부에 가장 인접한 부분에서 발생되며 터널 측면으로부터 멀어질 수록 그 수치가 점차 감소하여 L = 20 m 부근에서 수렴하는 양상을 보이고, 원심방향의 토압  $\sigma_h$ 는 굴착부에서 최소의 수치를 나타내고 L = 5 m 이내에서 약간 증가하여 최대치를 보인 후 그 이상의 거리에서는 점차 감소하여 원지반 응력에 수렴하는 경향을 보인다. 본 해석에서는 지반을 탄성체로 간주하였기 때문에  $\sigma_v$ 의 최대치가 굴착부에서 나타나고 있으나, 물성을 탄소성체로 모델링 할 경우에는 굴착부에서 매우 작은 수치를 나타낸 후 점차 증가하여 최대치를 나타내고 다시 감소하여 원지반 응력 수치에 수렴하게 된다.

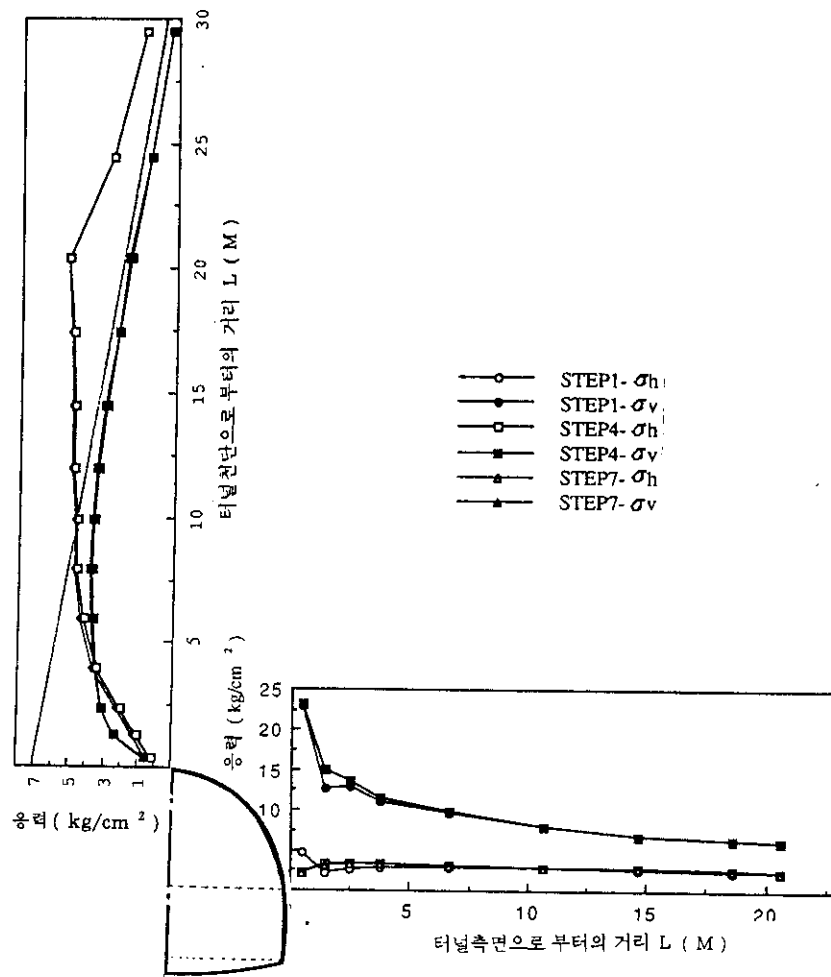


그림 7 터널굴착부 부근에서의 지중응력 분포(굴착 7단계 기준)

수치해석 결과의 타당성을 검토하기 위하여 기존의 이론식 계산수치와 비교하여 보았다. 계산이론식은 여러가지가 제안되어 있으나(Szechy, 1973) 여기에서는 다음의 Kirsch의 식을 사용하였다.

$$\sigma_r = \frac{P_v}{2} \left[ (1 + \lambda) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - \lambda) \left( 1 + 3 \frac{a^4}{r^2} - 4 \frac{a^4}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3)$$

$$\sigma_t = \frac{P_v}{2} \left[ (1 + \lambda) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - \lambda) \left( 1 + 3 \frac{a^4}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] \quad (4)$$

여기에서  $\sigma_r$  = 방사방향 토압 ;  $\sigma_t$  = 접선방향 토압 ;  $P_v$  = 수직토압 ;

$\lambda$  = 정지 토압계수 ;  $a$  = 터널반지름 ;  $r$  = 터널 중심에서부터의 거리 ;

$\theta$  = 원심각 (central angle) 으로 천단에서는  $\theta = 0^\circ$ , spring line에서는  $\theta = -90^\circ$

상기식에 의하면 spring line에서의 접선방향 토압은  $\sigma_t = 2.70 P_v$ 를 나타내는데, 본 해석결과는  $\sigma_t = 23.5 \text{ kg/cm}^2 = 2.96 P_v$  ( $P_v = 7.94 \text{ kg/cm}^2$ )로 다소 차이는 있으나 거의 근접하고 있음을 알 수 있다.

또한 굴착후 발생된 지중응력과 원지반 응력과의 상대적 차이를 비교하고 내부지지압력  $P_i$  변화에 따른 지중응력의 분포상황을 분석하기 위하여 각  $P_i$  조건별 응력 해석결과를 그림 8에 도시하였다. 터널 SL부근에서는 굴착후에 발생된 수직, 수평방향의 지중응력( $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$ )<sub>SL</sub>을 원지반 응력( $\sigma_{vo}$ ,  $\sigma_{ho}$ )<sub>SL</sub> 수치로 각각 나눈 상대비를 도시하였고, 터널 천단부에 대하여는 굴착후의 지중응력( $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$ )<sub>crest</sub>을 천단부 지점에서의 원지반 응력( $\sigma_{vo}$ ,  $\sigma_{ho}$ )<sub>crest</sub>으로 나눈 상대비를 도시하였다.

그림 8(a)에서와 같이 터널 SL부근에서 나타나는  $\sigma_v$ 의 분포는 최대치가  $d/r_o = 0$  부근에서 원지반 응력  $\sigma_{vo}$ 의 약 3배를 나타내고 있고  $d/r_o = 2$  지점까지 계속 감소하는 경향을 보이며  $d/r_o = 2$  이상되는 지점에서는 큰 차이가 없다. 또한 SL 부근에서의  $\sigma_h$ 의 분포는  $d/r_o = 0$  부근에서 최소치에 가깝고  $d/r_o = 2 \sim 3$ 부근에서 원지반 응력과 비슷한 수준을 나타내며 감소하고 있다.

그림 8(b)에서는 원지반 응력의 분포와 비교할 때  $\sigma_v$ 는 천단부 근처에서 매우 작은 수치를 기록하고 계속 증가하여  $h/r_o = 2$ 인 지점 부근에서는 원지반과 같은 수준의 응력을 나타내며 더 상부로 올라갈 수록 원지반 토압보다 약간 증가하고 있으나 큰 차이는 없다 반면에  $\sigma_h$ 의 분포형태는  $\sigma_v$ 와는 매우 다르다. 역시 천단부에서는 매우 작은 수치를 나

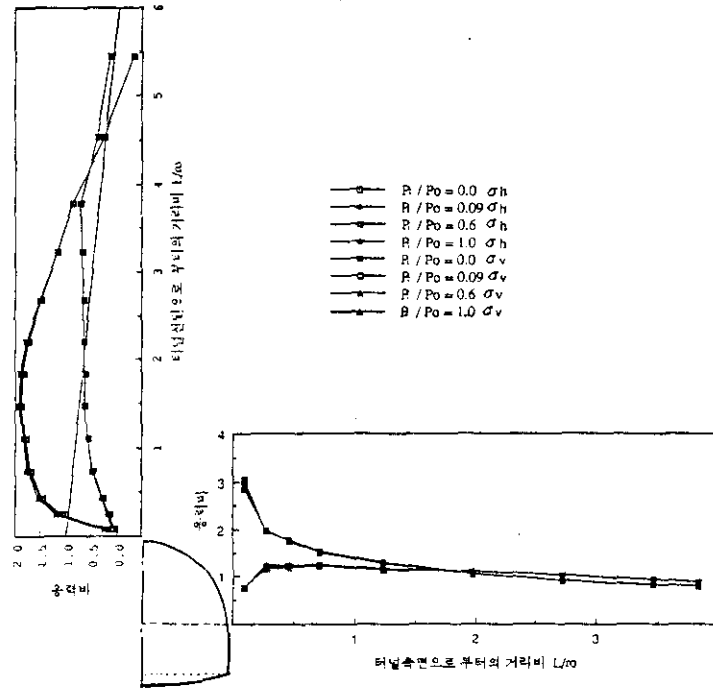


그림 8 지중응력 상대비 분포

타내고 있으며 지표에 접근할 수록 그 수치는 급격하게 증가하여  $h/r_0 = 2$ 인 지점에서 상대응력비가 약 2.0에 해당하는 최대치를 기록하여 차츰 감소하고  $h/r_0 = 4.6$ 인 지점 부근에서 원지반 응력수준과 일치하게 된다. 지표부근에서는 오히려 마이너스 값을 나타내고 있다. 특히  $h/r_0 = 0.2$ 에서  $h/r_0 = 4.6$  부근까지 상대응력비가 증가하는 요인은 터널굴착에 따라 굴착부 지지압력이 감소하게 되며  $\sigma_v$ 가 감소함에 따라 이 응력 감소분이 주변지반에 전이되는 과정에서 arching 현상이 발생하여 수평방향의 토압분력이 증가하기 때문으로 사료된다. 이로부터 arching 현상이 최대가 되는 지점은  $h/r_0 = 2$ 인 지점 부근이 됨을 생각할 수 있으며 이때 상대응력비는 약 2.0에 해당됨을 보이고 있다.

내부 지지압력  $P_i$  변화에 따라서 지중응력은 별 차이를 보이지 않고 있다.

#### 4) 슛크리트 응력

해석결과에서는 soft shotcrete의 발생응력은 hard shotcrete의 응력에 비하여 약 1/10에 해당되는 작은 수준을 보이고 있기 때문에 여기에서는 hard shotcrete의 응력을 대상으로 분석하였다. 슛크리트 내에 발생된 응력을 내부지지압력  $P_i$  수준별로 굴착 최종단계를 기준하여 그림 9에 도시하였다. 그림의 응력분포곡선은 10개의 부재위에 연직방향으로 각

각 축을 잡아 같은 축척비로 그 계산치를 도시하여 연결한 선이다. 그림에서 보듯이  $P_i$  수치는 클수록 전체적으로 응력수치는 감소함을 알 수 있다. 즉  $P_i$ 가 클수록 SL부근에서는 인장응력이 작은 수치를 나타내고 천단부 부근에서는 압축응력이 크게 나타나고 있다. 최대 압축응력은  $P_i/P_o = 0.09$ 의 경우 천단부근(1번부재)에서 발생되었으며 그 값은  $34.24 \text{ kg/cm}^2$ 에 해당되는데 이는 허용압축응력을  $80 \text{ kg/cm}^2$ 로 기준할 때 안전율은 약 2.34가 된다. 한편 최대 인장응력은  $P_i/P_o = 0.09$ 의 경우 SL부근(7번 부재)에서 발생되었고 그 값은  $64.24 \text{ kg/cm}^2$ 로 매우 큰 값이 계산되었다. 슛크리트나 1차 와이어 메쉬가 받을 수 있는 인장응력은 극히 미약하기 때문에 이 해석결과에 의하면 천단부 부근에서 상당한 인장 파괴가 예상된다. 물론 본 해석에서는 지반을 탄성연속체로 모델링 하였기 때문에 소성변형을 경험하는 굴착부에서는 실제보다 과도한 응력이 계산된 것은 사실이나 응력분포 형태의 경향을 판단할 수 있는 자료로 활용하고자 할 때 천단부에서는 과도한 인장응력이 발생됨을 알 수 있다.

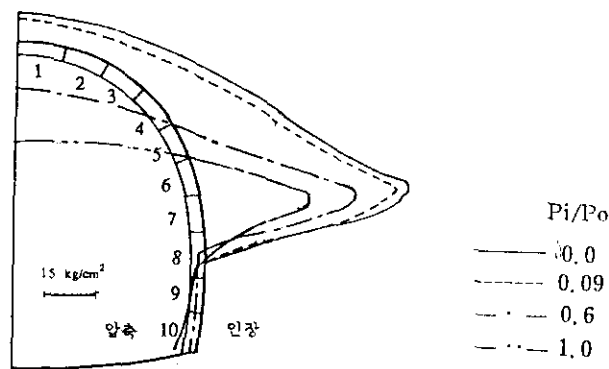


그림 9  $P_i$ 변화에 따른 슛크리트 부재내의 응력분포(굴착 7단계 기준)

### 5) 록볼트 축력

록볼트에 작용하는 축력  $F_i$ 는 내부 지지압력  $P_i$  수준별로 굴착 최종단계를 기준하여 그림 10에 도시하였으며 자료는 최대 축력이 발생하는 지점(6번부재)의 계산 수치이다. 록볼트의 연장은 3 m이며 1 m 길이의 보요소 3개로 모델링 되어 있다. 따라서 그림 상에 도시된 자료는 각 요소의 축력 평균치이며 그 발생 위치는 각 요소의 중앙으로 간주하였다. 그림에서와 같이  $P_i$ 가 증가함에 따라 부재 내에 발생하는 축력  $F_i$ 는 증가함을 보이고 있다. 또한 축력의 최대치는 선단부에서 나타나며 지반속으로 들어갈수록 그 값은 감소함을 보인다.

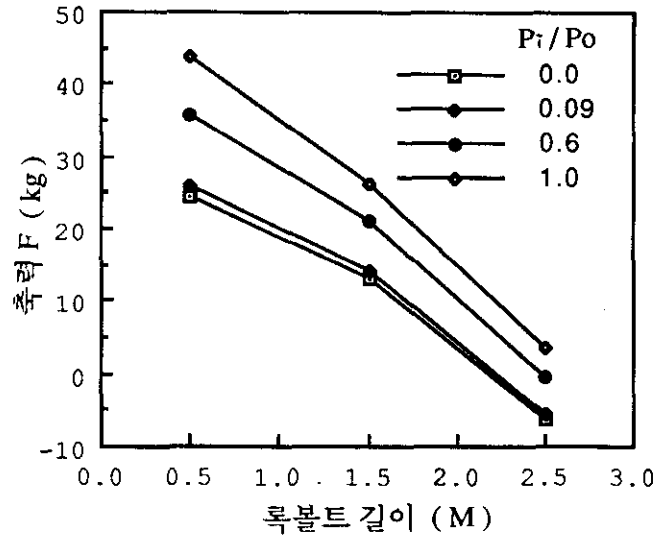


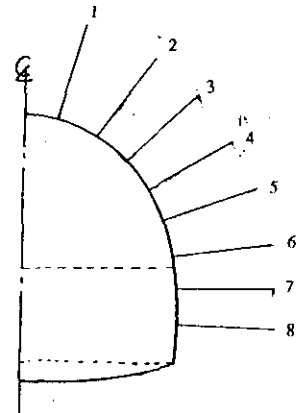
그림 10  $P_i$ 변화에 따른 록볼트 축력분포

록볼트 선단부에 작용하는 최대축력은  $P_i/P_o = 0.09$ 인 경우를 기준하여 표 3과 같다. 표에 제시된 바와 같이 록볼트 축력은 SL부근의 6번 부재에서  $F = 25.97 \text{ kg}$ 으로 가장 큰 값으로 나타났고 그림 10에서  $P_i = P_o$ 인 경우에도  $F$ 의 최대치는 약  $44 \text{ kg}$ 을 나타내고 있다. 록볼트에 작용하는 축력의 크기는  $P_i$ 값의 크기와 작용조건에도 많은 영향을 받겠으나 이 경우에는 매우 작은 값이 기록되었다.

표 3 록볼트 축력

단위 : kg (+압축)

부재번호	1	2	3	4	5	6	7	8
4	3.81	4.99	8.08	11.40	17.75	24.52		
5	3.74	6.04	7.99	11.35	17.80	25.29		
6	3.66	5.90	7.95	11.30	17.80	25.97	0.96	2.35
7	3.67	5.95	7.95	11.30	17.80	25.97	1.04	2.42



### 5. 막장으로부터의 거리에 의한 영향

터널굴착에 있어서 막장과 인접한 부근에서는 막장으로 인한 지지영향에 의하여 상당량의 변위가 억제된다. 앞에서의 2차원 단면 해석결과는 평면변형률 조건을 가정하여 산출된 것이기 때문에 막장에서 충분히 멀리 떨어진 곳에서만 적용이 가능하다. 여기에서는 막장에 의한 3차원적 변위 억제 효과를 2차원적으로 해석하기 위하여 터널변위 특성곡선 개념을 이용한 해석방법을 제시하였다.

### 5.1 터널변위 특성곡선 개념

Ward(1978)는 18번째 Rankine Lecture에서 막장에 의한 3차원적 거동효과를 해석할 수 있는 해법 중에서 가장 신뢰성 있는 것이 Hocking의 경계 적분방정식 해법(boundary integral equation solution)임을 밝혔으며 그 해법에 관하여 상세히 설명하였다. Hocking은  $P_z = 1$ ,  $P_x = P_y = K_0 P_z$  ( $K_0 = 0, 0.33, 1$  그리고  $2$ ), 포아손비 = 0.25의 조건에 대하여 해를 구하였으며 이를 기초로 터널 축방향을 따라 변화되는 침하 형태를 막장까지의 굴착거리와 터널 반지름의 비( $d/r_t$ )의 함수로 그림 11에서와 같이 나타내었다.

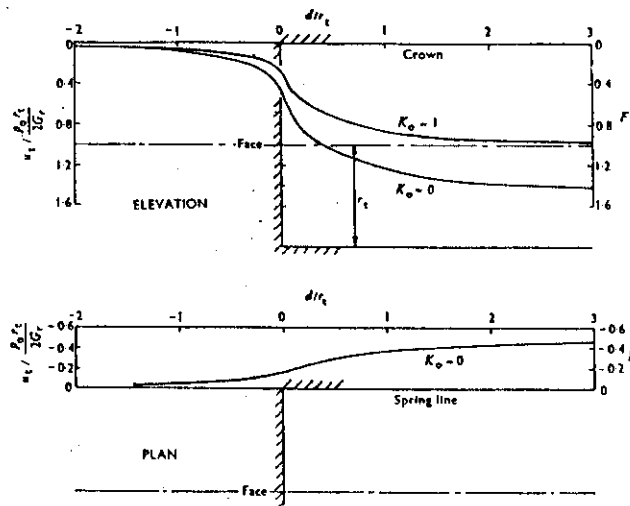


그림 11 원형터널 막장부근에서의 터널변위 특성곡선(Ward, 1978)

상대변위비  $F$ 는 식(5)와 같이 터널 축방향을 따라 발생하는 굴착단면의 변위  $u_t$ 를 식(1)의 평면변형률 조건에서의  $u_t$ 로 나눈 값이며 각 지점별  $F$ 의 값을 연결하면 터널변위 특성곡선이 된다.

$$F = u_t / \frac{P_0 r_t}{2G_r} \quad (5)$$

터널변위 특성곡선의 형태로부터 막장 뒷편으로는  $d/r_t = -2.25$  부근에서 대략  $F = 0.05$ , 막장 앞편으로는  $d/r_t = 2.25$  부근에서 대략  $F = 0.95$ 의 값을 각각 나타내며  $F$ 의 수치가 양쪽으로 수렴하는 것을 알 수 있다.

2차원적 평면변형률 조건을 고려한 본 수치해석 침하량자료에 변위특성곡선의 개념을 적용하면 터널막장에서  $11.34(d = 2.25r_t)$  떨어진 굴착부에서의 상대 침하비의 값은  $F = 0.95$ 이며 이 지점에서의 천단침하량은 평면변형률 조건에서의 천단침하량이 95%로서 약 8.88 mm에 해당한다. 또한 터널반경 거리만큼 떨어진 지점에서는  $F = 0.88$  정도로 약 88%를 나타낸다.



## 5.2 지보재의 강성 및 설치위치에 의한 영향

앞에서도 언급한 바와 같이 터널굴진은 지반굴착과 지보재설치의 공정이 교대로 병행되며 계속되게 된다. 따라서 지보재가 터널막장 근처에 설치되면 터널굴진이 계속됨에 따라 터널막장부에 지지되고 있던 하중의 일부가 지보재에 전달되게 된다. 그림 12는 지보재 설치에 의한 변위형태 및 내부지지압력분포 양을 나타내 주고 있다. 윗 그림에서 실선과 점선은 지보재가 설치되지 않은 경우와 설치된 경우를 각각 나타낸다.

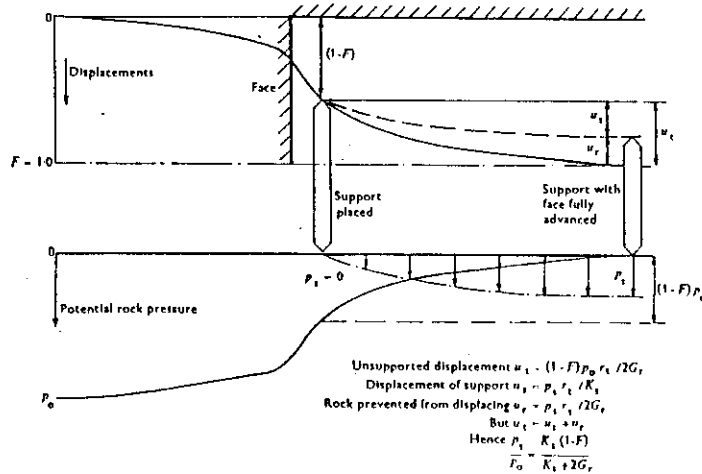


그림 12 지보재의 설치위치에 따라 원형터널 굴착부에 발생하는 지반변위형태와 지반 및 지보재에 작용하는 압력분포 형태(Ward, 1978)

터널막장 부근 굴착부에서의 지반 및 지보재에 작용하는 압력 분포형태를 살펴보면  $P_0$ 의 최대치는 막장 뒷편 먼 부근 ( $F = 0$ 인 지점),  $P_0$ 의 최소치 ( $P_0 = 0$ )는 막장으로부터 앞쪽 먼 부근 ( $F = 1$ 인 지점)에서 각각 나타나고 있고, 윗 그림에서 보인 변위변화 형태와 비교하여 볼 때 거울영상(mirror image)에 해당됨을 알 수 있다. 또한 지보재에 작용하는 압력( $P_s$ )의 변화형태를 살펴보면  $P = (1 - F) P_0$  지점에서는  $P_s = 0$ 이며, 지보재가 충분히 멀리 떨어져 있을 경우 ( $F = 0$  지점)에는  $P_s$ 는 최대치를 나타냄을 알 수 있다.  $P_s$ 의 산출식은 다음과 같다.

$$\frac{P_s}{P_0} = \frac{K_s (1 - F)}{K_s + 2G_r} \quad (6)$$

여기에서  $K_s$ 는 지보재의 강성을 나타내는 매개변수이며 다음과 같이 구한다.

$$K_s = \frac{E_s}{1 + \nu_s} \frac{[r_t^2 - (r_t - t)^2]}{[r_t^2(1 - 2\nu_s) + (r_t - t)^2]} \quad (7)$$

여기에서  $E_s$ 와  $\nu_s$ 는 지보재의 탄성계수와 포아손비이며,  $t$ 는 터널지보재(ring support)의

두께를 의미한다. 식(7)에서  $t \ll r_t$ 인 경우는  $K_s = t E_s / r_t$ 로 다음과 같이 단순화 될 수 있다.

$$K_s = \frac{t E_s}{r_t} \quad (8)$$

식(6)을 본 수치해석 조건에 적용해 보면, 지반전단 계수  $G_r = 40,617 \text{ t/m}^2$ ,  $K_s = 63,879 \text{ t/m}^2$  (지보재의 강성을 hard shotcrete의 물성치로 대표할 경우)이 되며  $P_s$ 는 다음과 같이 산출된다.

$$P_s = 0.44 P_o(1-F)$$

따라서 터널막장에서  $11.34 \text{ m}$  ( $d = 2.25 r_t$ ) 떨어진 지점에서 지보재가 부담하여야 할 압력  $P_s$ 는  $F = 0.95$ 가 됨에 따라 원지반응력  $P_o$ 의 2.2 \*에 해당됨을 알 수 있다. 또한 터널반경 길이 만큼 떨어진 지점( $d = 1.0 r_t$ )에서는  $F = 0.88$  되고 이 지점에서의  $P_s$ 는  $P_o$ 의 5.28 \*에 해당된다.

## 6. 결론

본 논문에서는 서울지하철 NATM 터널 표준지보단면을 대상으로 유한요소해석을 실시하여 터널 굴착단계별 해석에 따른 영향과 터널막장으로부터의 굴진거리에 의한 영향을 중점적으로 분석하였다. 터널 굴착단계별 하중조건을 적절히 반영할 수 있도록 지반특성곡선 개념을 적용하여 터널굴착면 내부에 가상 지지압력을 재하시켰고 터널막장의 3차원적 지지효과를 분석하기 위하여 터널변위 특성곡선 개념을 이용한 해석방법을 제시하였다.

수치해석 결과의 분석은 지반침하, 터널변위, 지중응력, 슛크리트응력, 록볼트 축력 등을 대상으로 실시되었으며 분석결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

1) 지반침하량의 해석수치는 Limanov 제안식의 계산수치와 비교하여 다소 큰 값을 나타내고 있으나 Brand-Brenner 의 제안식에 의하면 지표침하량과 천단침하량의 비가 근사하게 만족하였다.

2) 천단침하량의 증가추세는 하반굴착 완료시점부터 현저하게 둔화되는 반면에 내공변위량은 하반굴착 전까지 계속 증가하다 하반굴착단계에서 급격한 감소량을 보인후 다시 계속 증가하는 추세를 보였다.

3) 지중응력의 분포는 Kirsch 제안식의 계산수치와 비교하여 매우 근사하게 나타났으며 Spring line 에서의 접선방향 토압은 원지반 수직토압의 2.96배를 나타냈다. 천단부 상부 지표까지의 율력분포 형태에서는 arching 현상에 의하여 횡방향 토압이 터널반경의 0.2에서 4.6배 까지 높이에서 원지반 토압보다 크게 나타났으며 반경의 2배 높이 부근에서는

arching 현상이 가장 크게 발생되었다.

4) 슛크리트내에 발생된 응력은 가상 내부지압력이 증가할수록 spring line 에서는 인장응력이 감소하고 천단부에서는 압축응력이 증가함을 나타내었으며 천단부에는 과도한 인장하중이 작용함을 나타내었다.

5) 록볼트 축력은 선단부에서 최대치를 나타내며 지반속으로 들어갈수록 감소함을 보였다. 또한 록볼트의 최대축력은 spring line 부근에서 발생함을 보였으며 가상 내부지압력이 증가할 수록 증가함을 보였다. 전반적으로 록볼트 축력의 수치는 매우 작은 값을 나타내고 있다.

6) 터널 막장으로부터 터널반경의 1배, 2.25배 떨어진 지점에서 천단침하량은 평면변형률 조건에서 계산된 천단침하량이 약 88 %와 95 %를 각각 나타내었고, 지보재가 부담해야 할 압력은 원지반 응력의 약 5.28 %와 2.2 %가 됨을 나타내었다.

## 참 고 문 헌

1. 한국전력공사 기술연구원 (1989), "토목구조물의 현장계측에 관한 연구," pp.312-323.
2. Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B., Hoek, E. (1983), "Ground Response Curves for Rock Tunnels," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, pp.15-39.
3. Szechy, K.(1973), "The Art of Tunnelling," 2nd English Edition, Akademiai Kiado, Budapest.
4. Vassilev, V.H. & Hristov, T.N.(1988), "Influence of the Heading Face and a Two-Dimensional Calculation Model of Tunnel Linings," Numerical Methods in Geomechanics(Innsbruck 1988), Swoboda(ed.), pp.1551-1555.
5. Ward, W.H.(1978), "Ground Supports for Tunnels in Weak Rocks," Geotechnique 28, No.2, pp.133-171.
6. Yamatomi, J., Mogi G., & Yamaguchi U.(1991). "Three Dimensional Supporting Effects of Tunnel Face," Computer Methods and Advances in Geomechanics, Beer, Booker & Carter(eds), pp.1527-1532.