

다양한 구성방정식에 따른 터널 거동해석

김영민^{1)*}, 강성귀²⁾

The Analysis of Tunnel Behavior using Different Constitutive Models

Young-Min Kim, Seong-Gwi Kang

Abstract The paper presents the application of FE simulations of NATM tunnel using different constitutive models. The results from a series of two dimensional plane strain finite element analyses of medium-liner interaction for NATM are presented. Four types of constitutive models are considered, namely, linear elastic, elasto-plastic Mohr-Coulomb, Hardening-Soil, Soft-Soil model. The design for tunnels requires a proper estimate of surface settlement and lining forces. It is shown that the advanced constitutive model gives better predictions for both ground movement and structural forces.

Key words Finite element method, Tunnel design, NATM, Constitutive model

초 록 본 논문에서는 여러 가지의 구성방정식 모델을 이용하여 NATM 터널의 유한요소 해석의 적용에 대하여 설명하였다. 일련의 2차원 평면변형률 조건하 NATM 터널의 지반-구조물에 대한 해석을 분석하였다. 사용된 4가지 구성방정식 모델로는 선형탄성, Mohr-Coulomb 탄소성, 변형경화, 연화지반모델이다. 터널설계에서는 지표면의 침하, 지보재 축력에 대한 적절한 예측이 필요하다. 수치해석결과 진보된 구성방정식 모델이 지반변형과 지보재의 축력에 대해 보다 적절한 결과를 나타내었다.

핵심어 유한요소법, 터널설계, NATM, 구성방정식 모델

1. 서 론

국내 터널굴착 방법 중 NATM 공법은 암반자체의 지지력을 최대한 이용하는 터널굴착방법으로 암반 및 지보의 변형거동을 계측관리 및 수치해석을 통하여 분석 예측하는 것이 매우 중요하다. 종래의 터널에 대한 설계 및 시공관리는 과거의 실적 및 기술자의 경험에 의한 경험적 요인에 의하여 판단되는 것이 많았다. 최근에는 터널 주변지반의 지보재 및 변형거동을 유한요소법(FEM)을 이용한 수치해석의 발달로 지반의 비선형 및 시간의존성을 고려하는 해석이 가능하게 되었다. 유한요소법에서는 지반을 연속체로 간주하여 유한개의 절점을 갖는 요소로 나누어 수치해석적으로 해를 얻는다. 그러한 수치해의 정확성과 정밀성은 얼마나 지반의

응력-변형률 관계를 정확하게 수학적으로 모델링 하는가에 의존한다. 따라서 지반공학문제에서는 지반에 적용하는 구성방정식 모델과 물성치를 얼마나 정밀하게 가정하느냐에 따라서 해석의 성공이 좌우된다(신중호, 2001). 지반의 구성재료는 흙, 암석, 공기, 물 등으로 매우 복잡하게 되어있다. 일반적으로 지반의 구성재료를 탄소성체 등으로 모델링 할 수 있다. 터널 구조물과 같이 지반을 굴착하고 지보재를 순차적으로 시공하는 과정을 살펴보면 지반과 구조물의 상호작용을 고려하여 해석하는 것이 매우 중요하다는 것을 알 수 있다. 즉, 터널 지보재에 작용하는 힘 또는 터널굴착에 기인한 변위를 구하기 위해서는 지반의 초기응력과 굴착과 지보재 설치에 따른 시공과정을 해석과정에서 고려해야 한다.

최근의 컴퓨터 및 수치해석법의 급속한 발달로 지반의 파괴거동을 강도감소법으로 비교적 간단하게 분석할 수 있다. 수치해석에 의한 터널파괴거동의 해석은 실험결과에 대한 자세한 분석 및 재해석과 현장에서 발생하는 터널파괴에 대하여 이를 이론적으로 설명하고 발전시킬 수 있는 효율적인 수단이다. 또한 지중에 설

¹⁾ 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 교수

²⁾ 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 석사과정

* 교신저자 : youngmk@jj.ac.kr

접수일 : 2010년 3월 15일

심사 완료일 : 2010년 3월 19일

게재 확정일 : 2010년 4월 16일

치되는 터널과 같은 지중구조물은 지반과 구조물의 상호작용을 고려하는 것이 매우 중요하다. 수치해석상에서는 지반 구조물사이에 경계요소(interface element)를 고려하여 지반-구조물 상호작용을 분석 한다.

본 논문에서는 제안된 여러 가지 구성방정식 모델이 터널구조물 해석에 대하여 지반과 지보재의 상호작용에 미치는 영향을 수치해석적으로 분석하는 방법에 대하여 검토하였다.

2. 구성방정식이론

지반(흙과 암석)은 매우 복잡한 비선형거동을 한다. 이러한 지반의 재료거동을 수학적으로 모델링하기는 매우 어렵기 때문에 일반적으로 보다 단순한 가정에 의하여 구성방정식을 적용한다. 비선형 유한요소법에서는 다음과 같은 증분 응력-변형률 관계에서 재료의 접선강성행렬 D_i 을 이용하여 계산한다.

$$d\sigma = D_i d\epsilon \quad (1)$$

전 응력은 증분 응력 값을 단계별로 더하여 계산한다. 지반재료의 접선 강성행렬은 지반의 거동을 묘사하는 구성방정식의 재료정수에 의존한다. 본 논문에서는 검토한 지반재료에 대한 모델로 선형탄성 모델(Linear Elastic model)과 탄성완전소성 모델(Mohr-Coulomb model), 변형경화모델(Hardening Soil model), 연화지반모델(Soft Soil model)이 검토되었다.

2.1 선형탄성모델

지반재료의 변형거동을 선형 탄성체로 가정한 가장 단순한 모델이다. 지반 재료의 선형탄성거동은 낮은 응력조건이나 응력수준의 변화가 상대적으로 적을 경우에 타당하다. 이러한 선형탄성모델은 설계를 위한 초기 해석에 간단하게 적용할 수 있어 초기 단계설계에 이용되어진다. 지반이 균질하고 선형탄성체로 가정하면 응력-변형률관계를 다음과 같이 탄성계수 E 와 포아송비 ν 2개의 값으로 정의할 수 있다.

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl} \quad (2)$$

여기서 선형탄성 평면변형률의 경우는 다음과 같다.

$$C = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (3)$$

2.2 탄성 완전소성모델 (Elastic Perfect Plastic Model)

탄소성모델은 지반재료의 항복을 표시하는 항복함수와 유동법칙으로 특징 지워진다. 항복함수는 다음과 같은 조건으로 결정된다.

$$f(\sigma, k) = 0 \quad (4)$$

여기서 k 는 경화 매개변수이다.

유동법칙은 비관련 유동법칙(non-associated flow theory)과 관련 유동법칙(associated flow theory)으로 나누어 지는데 관련 유동법칙에서는 항복함수와 소성함수를 동일하게 간주하여 항복함수의 수직방향으로 소성흐름이 발생하게 한다.

$$d\epsilon = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (5)$$

여기서 $d\lambda$ 는 소성비례상수이다.

Mohr-Coulomb 항복함수는 지반재료의 탄소성 성질을 표현하는 가장 일반적으로 기용되는 조건이며 다음과 같이 표현된다(Owen and Hinton, 1990).

$$\frac{1}{3} I_1 \sin \phi + \sqrt{J_2} \left(\frac{\cos \theta - \sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \phi = 0 \quad (6)$$

여기서 c 는 점착력, ϕ 는 마찰각, I_1 는 1차응력 불변량이고, J_2 는 2차응력 편차불변량이다.

2.3 변형경화모델

변형경화모델(Hardening Soil model)은 완전탄소성 모델과 달리 소성변형에 따라서 응력공간상의 항복곡면이 증감한다. 여기서 고려하는 HS모델은 Schanz 외(1999)가 제안한 모델로, 잘 알려진 Duncan-Chang(1970)의 쌍곡선 모델(비선형탄성모델)을 탄소성이론으로 확장한 모델이다. HS모델의 특징은 첫째로 탄소성이론을 이용하고 두 번째로 응력경로를 고려하며 세 번째로 항복 Cap을 적용한 점이다.

HS모델의 기본이론은 다음과 같이 축변형률 ϵ_1 과 축차응력 q 의 쌍곡선 관계를 이용한다.

$$\epsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_c}} \quad (7)$$

여기서 q_c 는 수렴 축차응력값이다.

위의 관계를 응력-변형률 관계로 표시하면 그림 1과 같이 표현된다. 하중증가(loading)에 따른 E_{50} 은 구속응력에 의존하는 탄성계수이며 다음과 같이 표현된다.

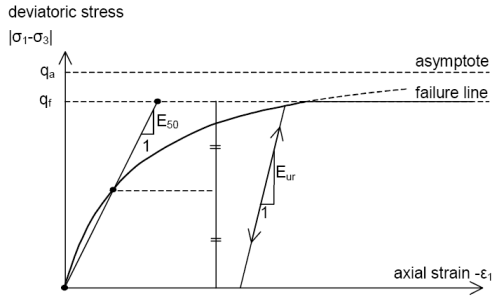


그림 1. 변형경화모델에 대한 응력-변형률 관계

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (8)$$

여기서 E_{50}^{ref} 는 하중증가시 기준구속압 p^{ref} 에 대응하는 기준 탄성계수이다. m 은 구속압에 대한 멱승계수이다(일반적으로 $m=0.5$).

또한 재하중(reloading) 또는 제하중(unloading)시 발생하는 탄성계수 E_{ur} 는 다음과 같이 표현된다.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (9)$$

여기서 E_{ur}^{ref} 는 재하중 또는 제하중시 기준구속압 p^{ref} 에 대응하는 기준 탄성계수이다.

일반적으로 $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$ 값을 사용한다.

그리고 극한 축차응력값 q_f 과 수렴 축차응력값 q_a 는 다음과 같이 정의 할 수 있다.

$$q_f = (c \cos \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (10)$$

여기서 R_f 값은 일반적으로 0.9로 가정한다.

또한, Cap의 항복곡면은 그림 2와 같은 형태이며 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$f = \frac{\bar{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (11)$$

여기서 p_p 는 선행압밀하중이다.

체적 Cap 변형률에 따른 경화법칙은 아래와 같은 식으로 나타낸다.

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (12)$$

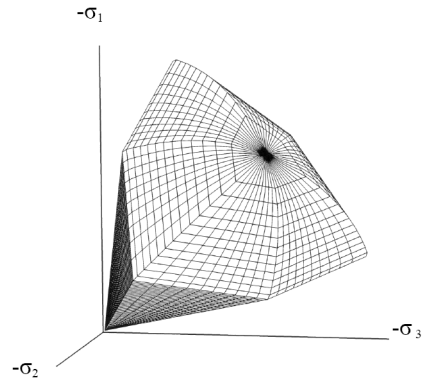


그림 2. 주응력공간에서의 전체항복곡면(HS model)

여기서 ϵ_v^{pc} 는 체적Cap 변형률, α, β 는 Cap 파라미터이며, K_o, E_{50}^{ref} 에 의하여 결정된다.

2.4 연화지반모델

연화지반모델(Soft Soil model)은 Roscoe와 Burland (1968)가 제안한 Modified Cam Clay model을 기본으로 하고, 그림 4에 표시한 p-q좌표에서 한계상태선(critical state line)을 나타내는 M선 대신에 Mohr-Coulomb 항복기준을 도입한 구성방정식이다. 연화지반모델에서는 초기압축 하중과정 경우, 체적변형률 ϵ_v 과 평균유효응력 관계 p' 를 다음과 같이 로그관계식으로 나타낸다.

$$\epsilon_v - \epsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (13)$$

재하중 및 이완하중 경우에는 체적변형률과 유효응력관계식은 그림 3과 같이 기울기 κ^* 로 표현되는 관계식으로 표현한다.

$$\epsilon_v^e - \epsilon_v^0 = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p^0} \right) \quad (14)$$

삼축압축하중에 대한 연화지반모델의 항복조건식을 $p'-q$ 공간에서 표현하면 그림 4와 같이 표현되며, 다음과 같은 식으로 기술한다.

$$f = \bar{f} - p_p \quad (15)$$

$$\text{여기서 } \bar{f} = \frac{\bar{q}^2}{M^2(p+c \cot \phi)} + p', \quad p_p = p_p^0 \exp \left(\frac{-\epsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right),$$

$$M \approx 3 - 2.8K_o$$

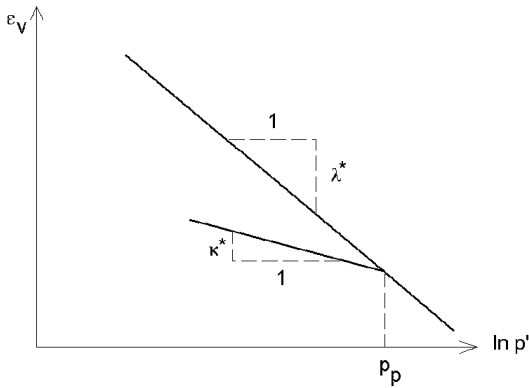


그림 3. 체적변형률과 평균유효응력관의 관계

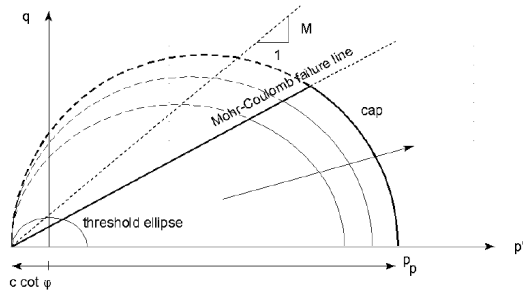


그림 4. p'-q곡면에서 연화지반모델의 항복곡면

3. 터널굴착에 따른 지반해석

3.1 굴착에 따른 하중분배율

터널을 굴착하면 굴착부 주위를 자유면으로 유지하기 위하여 굴착부에 따라 이완력이 발생한다. 이러한 힘은 굴착부에 존재했던 지반 초기응력에 의하여 계산된다. 터널시공은 3차원 형태로 진행되어 터널 막장주위에서는 횡방향 아치 뿐 만 아니라 종방향 아치도 형성된다. 따라서 2차원해석을 하기 위해서는 하중분배율법 또는 β방법을 사용하여 각 해석단계별로 굴착상당력을 적절히 분배하여 적용하게 된다. 이 방법은 초기 굴착계산 단계에서는 터널주변의 초기응력상태 p_0 를 $(1-\beta)p_0$ 로 감소시켜 터널의 이완력을 계산하고, 두 번째 계산에서 지보재를 설치하고 나머지 βp_0 를 이완력으로 작용시키는 방법이다. 작은 β값은 굴진장이 크고 지보재를 늦게 설치하는 경우에 해당되며 상대적으로 주변에 변위를 많이 발생하게 된다. Muir Wood(1975)는 굴착초기 하중분배율을 50% ($\beta=0.5$)로 제안을 하였으며, 일반적으로 널리 사용되고 있다.

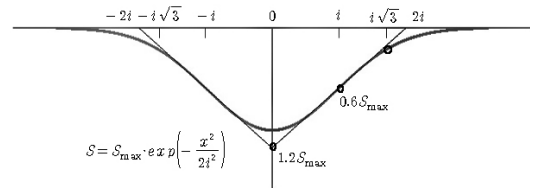


그림 5. 횡방향 침하의 전형적인 분포형태

3.2 경험적 지표면 침하해석

터널을 굴착하게 되면 터널주변에 변형이 발생되어 지표면에 침하를 야기한다. 지표면의 침하분포는 경험적 공식으로 굴착방법에 상관없이 다음과 같은 가우스 곡선 함수로 평가한다.

$$S = S_{max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (16)$$

여기서 S_{max} 는 터널축 위의 최대변위, y 는 터널축으로 부터의 횡방향 거리, i 는 그림 5에 표시한 바와 같이 침하곡선에서 변곡점까지의 거리, 또한 변곡점까지의 거리 i 는 $(0.25 \sim 0.6)z_0$ 범위를 갖는다(z_0 는 터널중심축까지의 깊이).

터널굴착에 기인한 지표면의 침하체적 V_s 은 식(16)을 전면적으로 적분함으로써 다음과 같이 계산된다.

$$V_s = \int S_v(y) \cdot dx = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{vmax} \quad (17)$$

일반적으로 지표면의 침하체적은 굴착에 기인한 지반의 팽창으로 인하여 지표면의 침하체적은 $V_s < V_t$ (터널의 굴착체적)인 관계가 성립되며, 그 차이는 작은 값에 해당한다. 따라서 일반적으로 $V_s \approx V_t$ 인 관계로 간주한다(Möller 외, 2008). 또한 침하체적 손실비(ground loss ratio)는 다음과 같이 정의한다.

$$GLR = \frac{V_s}{V_t} \quad (18)$$

따라서 지표면 최대침하량(S_{vmax})은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$S_{vmax} = \frac{V_t}{i\sqrt{2\pi}} GLR \quad (19)$$

Mair(1996)는 균질한 지반(모래, 점토)의 경우에는 터널굴착에 의한 침하체적 손실비(GLR)가 0.5~2% 사이에 있다고 밝혔다.

4. 터널구조물에 대한 수치해석

지반 구조물 상호작용을 고려한 해석은 지반의 물성 변화 및 터널하중을 고려한 해석으로 터널 지보재 설계를 보다 합리적으로 검토할 수 있다. 탄성지반 이외의 지보터널의 상호작용을 고려한 이론해는 아직까지 존재하지 않는다. 유한요소법과 같은 수치해석만이 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석을 할 수 있다. 여기서는 그림 6의 해석모델을 이용하여 지반구성방정식 모델을 선형탄성모델(LS)과 완전탄소성모델(MC), 변형경화모델(HS), 연화지반모델(SS)를 적용하여 지표면의 침하, 지보재의 응력, 경계면요소의 영향, 터널주변의 파괴거동에 대하여 각각 분석하였다.

본 논문에서 사용한 유한요소프로그램은 네덜란드 델프트공대에서 개발한 지반 상호작용을 고려할 수 있는 PLAXIS 프로그램을 사용하였고, 프로그램에 내장된 구성방정식 모델을 이용하여 분석하였다(Vermeer 외, 2002). 지반의 초기응력 상태는 $K_0=0.5$ 값으로 가정하였다.

검토한 예제터널은 터널깊이가 20m이며, 일반적인 터널형상인 타원형으로 높이 10m로 표현하였으며, 무근 라이닝 두께 0.3m의 지보재를 고려하여 터널구조물의 상호작용을 분석하였다. 지반조건은 균질한 점토질 모래 지반을 가정하여 표 1과 같은 해석 입력값을 사용하였다. 소성유동법칙은 지반파괴거동해석에 적절한 결

과를 주는 비관련 유동법칙을 적용하여 다일러턴시각도는 $\psi=0$ 로 가정하였다. 경계조건으로는 좌우측 경계는 롤러조건, 바닥은 힌지조건으로 모사하였다. 본 해석 조건은 2차원 평면변형을 조건이므로 터널 3차원 효과를 고려하기 위하여 하중분배율을 적용하여 해석하였다. 본 해석단계는 다음과 같이 3단계(상반+하반+인버트) 굴착을 고려하여 수행하였으며 각 굴착단계에 대한 하중분배율은 $\beta=0.5$ 로 가정하였다.

4.1 변위분석

FEM해석을 수행하여 각 구성방정식 모델에 대한 지표면의 침하량을 그림 7에 표시하였다. 결과를 살펴보면, 침하형태는 전형적인 가우스 곡선형태의 침하분포를 보이고 있으며, MC 모델의 경우 침하량은 40mm로 가장 크게 측정되었고, HS 모델의 경우 26mm로 가장 작은 침하량을 보였다. 그 이유로 MC 경우는 완전소성 재료이므로 항복이 발생 될 경우 과도한 변형이 발생되며, HS, SS 경우는 제하중(unloading)를 고려하므로 상대적으로 작은 변형이 발생된 것으로 사료된다. 또한 보다 합리적인 지표면 침하형태를 분석하기 위해서 경험적인 가우스곡선분포를 사용하여 그림 7에 표시하였다($GLR=1\%, i=0.5z_0$ 가정). 그림 7에 나타난 바와 같이 HS모델의 경우가 전형적인 가우스곡선 분포에 가장 근접한 형태를 나타내었다.

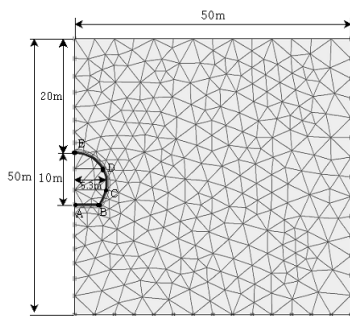


그림 6. 해석 모델

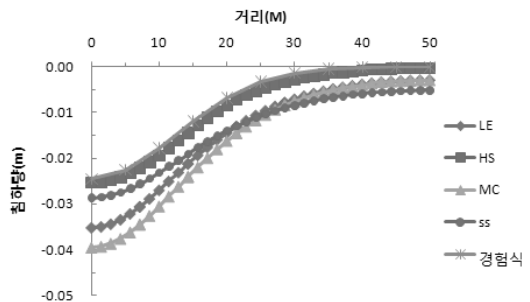


그림 7. 각 지반모델에 의한 지표침하곡선

표 1. 해석 입력값

| 구분 | γ (kN/m^3) | c (kN/m^2) | ϕ ($^\circ$) | ψ ($^\circ$) | E (kN/m^2) | ν | E_{90}^{ref} (kN/m^2) | E_{oed}^{ref} (kN/m^2) | E_{ur}^{ref} (kN/m^2) | m | λ^* | κ^* |
|--------|---|---------------------|------------------------|------------------------|---------------------|-------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|-----|-------------|------------|
| MC | 21 | 100 | 35 | 0 | 60000 | 0.33 | - | - | - | - | - | - |
| LE | 21 | - | - | - | 60000 | 0.33 | - | - | - | - | - | - |
| HS | 21 | 100 | 35 | 0 | - | 0.33 | 60000 | 82650 | 180000 | 0.5 | - | - |
| SS | 21 | 100 | 35 | 0 | - | - | - | - | - | - | 0.005 | 0.001 |
| Lining | $EA = 3000000kN/m, EI = 22500kN\cdot m, d = 0.3m$ | | | | | | | | | | | |

4.2 지보재 응력분석(축력, 모멘트)

각 구성방정식 모델에 따라 터널굴착에 기인한 지보재에 발생하는 압축력, 모멘트를 지보재의 위치(A:바닥,B:코너,C:측벽,D:측벽,E:천단)에 따라 해석 결과를 분석하였다(그림 8, 9 참조). 우선 압축력을 살펴보면 바닥 부분에서 가장 작은 압축력값을 가지며 천단부에서 가장 큰 값을 가진다. 특히 구성방정식 모델에 따라 천단부에서 발생하는 압축력은 크게 차이가 발생되며, LE, MC, HS 모델의 경우 상대적으로 큰 값을 나타내었으며, SS 모델의 경우가 가장 작은 값을 나타내었다. 또한, 지보재에 발생하는 모멘트값 분포를 살펴보면 최대모멘트값은 터널코너부에서 발생되며, 상대적으로 LE, MC 모델의 경우가 HS, SS 모델에 비해 과대한 결과값을 주는 것으로 해석되었다.

4.3 K_0 의 영향에 따른 터널구조물

터널굴착에 따른 구조물해석에 있어서 지표면 침하분포에 상대적으로 좋은 결과를 주는 HS모델을 기본 구성방정식모델로 가정하고, 터널굴착해석에 중요한 영향을 미치는 초기측압계수 K_0 의 영향에 대하여 수치해석적으로 검토하였다. 초기측압계수를 0.5, 1, 1.5로 변화시켜 예제 터널모델을 이용하여 분석하였다. 우선 초기

측압계수에 따른 지표면 침하분포를 조사하여 그림 10에 표시하였다. 해석결과를 분석하면 측압계수값이 증가함에 따라 최대침하량이 크게 감소되었으며, 침하분포형상도 가우스곡선분포에서 균일한 침하형태로 바뀌는 결과를 나타내었다. 이러한 현상은 Möller(2006)에 의한 논문에서도 지적하였듯이 상대적으로 큰 K_0 값이 터널 측벽부 굴착상당력을 증가시켜 침하분포가 더 완만한 포물선 형태를 띠는 결과에 기인한다고 볼 수 있다.

터널 지보재에 발생하는 압축력과 모멘트값을 비교하면, 압축력값에서는 초기측압계수의 증가에 따라서 최대압축력이 크게 증가하는 결과를 보이며, 모멘트값에서는 초기측압계수 따른 변동이 크게 발생되지 않는 것으로 나타내었다(그림 11, 12 참조).

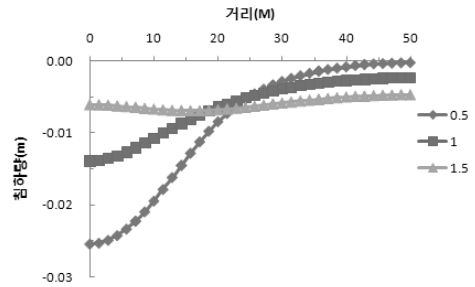


그림 10. K_0 에 따른 지표침하곡선(HS-model)

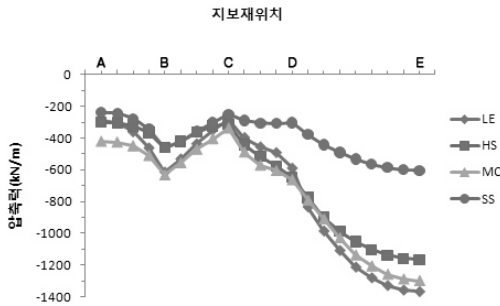


그림 8. 지보재에 발생된 압축력

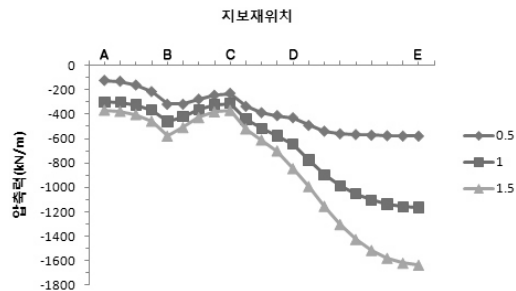


그림 11. K_0 에 따른 지보재에 발생된 압축력(HS-model)

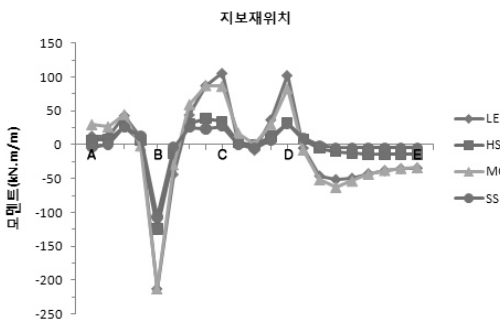


그림 9. 지보재에 발생된 모멘트

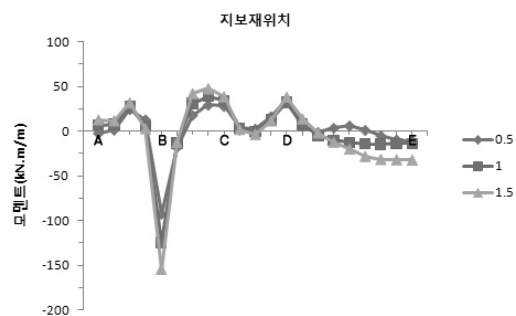


그림 12. K_0 에 따른 지보재에 발생된 모멘트(HS-model)

4.4 경계면요소의 영향

지반과 지보재의 상호작용을 보다 정밀하게 고려하기 위해서는 터널굴착면과 지보재사이에 경계면요소(interface)를 고려하여 해석하게 된다. 경계면 요소는 지반과 구조물사이의 벽면 마찰각과 상대적 미끄러움을 고려하기 위하여 사용된다. 경계면 요소는 다음과 같은 감소율 R에 의하여 경계면의 재료정수를 결정하게 되며, 일반적으로 지반과 구조물사이의 감소율 R값은 0.5~1 값을 갖는 것으로 알려져 있다.

$$c_{inter} = R \cdot c_{soil} \tag{20}$$

$$\tan\phi_{inter} = R \tan\phi_{soil} \tag{21}$$

여기서는 $K_0=0.5$ 에 HS모델을 적용한 예제터널 해석에서 R값을 0.5, 0.7, 1.0으로 변화 시키면서 해석할 때, 지표면의 침하량과 지보재에 발생하는 응력의 변화양상을 분석하였다.

우선 지표면의 침하량을 살펴보면 R값에 따라서 R=1(침하량 26mm)보다 R=0.5(침하량 28mm)값을 가질 때 최대 지표면침하량이 다소 증가됨을 알 수가 있다(그림 13 참조).

지보재에 발생하는 모멘트는 R값에 거의 변화가 발생되지 않았으며, 압축력의 경우 미끄러움효과를 나타내는 R값이 커짐에 따라 상대적으로 크게 차이가 발생되었다. 압축력은 터널 바닥부분과 측벽부에서는 차이가 거의 발생되지 않았지만 천단부분에서 R=1일때 577kN/m, R=0.5일때 압축력은 317kN/m가 발생되어 R값에 따라서 1.8배의 차이가 발생 되었다.

4.5 파괴거동분석

터널보조공법 및 터널설계에 큰 영향을 미치는 터널 굴착에 따른 파괴형상은 일반적으로 모형실험이나 경험적인 방법에 의존하여 추정하고 있다. 본 절에서는 수치해석적으로 구성방정식에 따른 터널의 파괴거동을

분석하기 위하여 강도감소법(strength reduction method)을 이용하여 예제터널을 해석하였다. 터널 굴착은 지반 지지력의 상실과 지반손실을 가져와 토립자 간에 큰 전단변형을 유발시키며 소성영역을 확장시키게 되는데, 이러한 영향이 점차 지표면까지 전달되면 큰 변형을 유발시킨다. 수치해석법에서는 지반의 파괴거동을 모사하는 방법으로 강도감소법을 이용한다. 강도감소법은 지반의 강도정수인 점착력과 마찰각을 점진적으로 감소시켜 계산이 발산되는 지점을 지반의 파괴로 간주한다(Matsui 외, 1990). 또한 파괴거동을 보다 명확히 분석하기 위해서는 파괴시 발생하는 터널 주변의 최대전단 변형을 분포를 파악하여 파괴형태를 유추한다. 각 구성방정식 모델에 따른 예제터널에 대한 터널구조물의 파괴형태를 분석하기 위하여 강도감소법을 적용하여 파괴시 발생된 최대전단변을 분포도를 분석하였다. 수치해석을 수행한 분석결과를 살펴보면, MC모델(그림 16)와 HS모델(그림 17) 경우에는 동일하게 터널 하단부에서 가장 큰 전단변형을 나타내며 터널 측면을 따라서 지표면으로 파괴가 발달되는 전형적인 파괴형태를 나타내었다. SS모델의 경우에는 위의 파괴형태와는 다소 달리 터널바닥부에서는 전단활동이 발생되지 않고, 측벽S.L(spring line)부근에서 전단활동이 발생하는 파괴형태를 보였다(그림 18 참조).

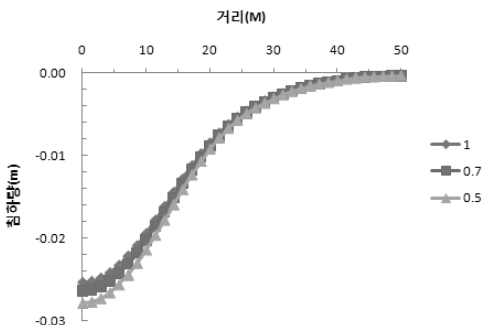


그림 13. R값에 따른 지표침하곡선(HS-model)

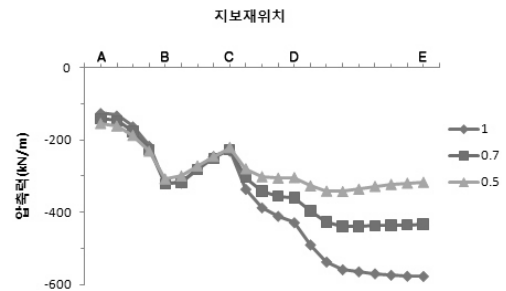


그림 14. R값에 따른 지보재에 발생된 압축력(HS-model)

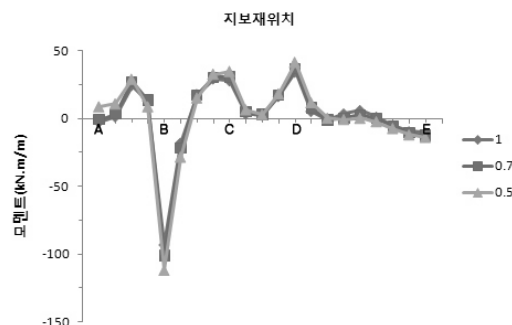


그림 15. R값에 따른 지보재에 발생된 모멘트(HS-model)

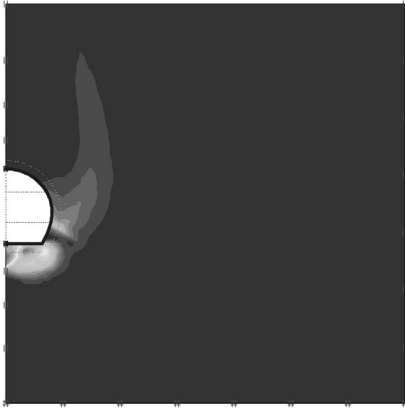


그림 16. 최대전단변형률 분포도(MC model)

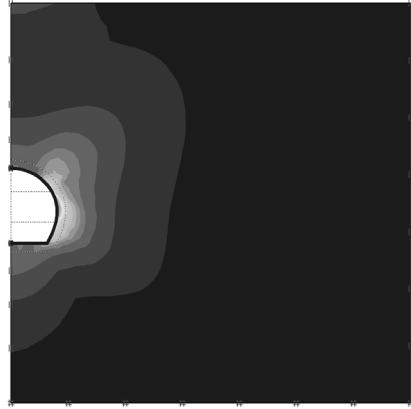


그림 18. 최대전단변형률 분포도(SS model)

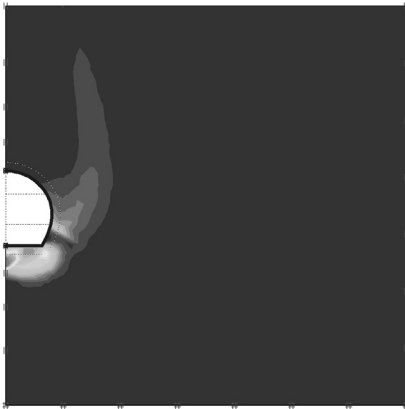


그림 17. 최대전단변형률 분포도(HS model)

5. 결론

지반재료 응력-변형률을 모사하는 여러 구성방정식 모델이 터널구조물설계에서 중요한 요소인 지표면 침하분포와 터널지보재의 축력, 모멘트, 터널 구조물 파괴형상에 대하여 미치는 영향을 수치해석적으로 분석하였다. 본 해석을 통하여 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 지표면 침하분포형상은 $K_0=0.5$ 인 경우, 일반적으로 사용하는 LE, MC 모델보다 응력경로를 고려하는 HS모델이 경험적인 가우스분포와 유사한 예측을 나타내어 보다 합리적인 결과를 보여주었다.
- 2) 터널 지보재에 발생하는 축력과 모멘트 값에 있어서도 구성방정식 모델에 따라서 크게 차이가 발생되었으며, LE, MC모델에 비하여 HS, SS모델의 경우가

비교적 안정적인 값을 나타내었다. 또한 지보재와 지반의 미끌림을 고려하는 R값 변화에 따른 지표면 침하 및 지보재의 모멘트 크기의 변화는 상대적으로 거의 발생되지 않고, 지보재에 발생하는 최대 축력 값은 R값 증가에 따라서 상대적으로 크게 발생하였다.

3) 지반의 구성방정식 모델에 따라서 터널주변지반의 파괴형태에 미치는 영향을 분석하면 MC, HS모델의 경우 터널 인버트 부분의 파괴가 발생되고, 측벽부에서 발생하는 전단대가 지표면으로 발달되는 전형적인 터널 파괴형태를 나타내어 보다 합리적인 결과를 보였다. SS모델의 경우는 다소 다른 형태인 파괴형태를 나타내었다.

감사의 글

본 연구는 한국학술진흥재단의 지원(과제번호:KRF-2006-521-D00489)을 받아 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 신중호, 2001, 화강토의 구성방정식 및 터널해석에의 적용, 한국지반공학회는문집, Vol.17, No1, pp. 131-139.
2. Duncan, J.M. and Chang, C.Y., 1970, Nonlinear analysis of stress and strain in soil, ASCE.J.of the Soil Mech. and Found. Div. Vol.96, pp. 1629-1653.
3. Mair, R.J., 1996, Settlement effects of bored tunnels, Session Report. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Rotterdam, pp. 2353-2385.
4. Matsui, T. and San, K.C., 1990, A hybrid slope stability analysis method with its application to reinforced slope cutting, Soils and Foundations, Vol.30, No.2, pp. 79-88.

5. Möller, S.C., 2006, Tunnel induced settlement and structural forces in linings, Ph.D thesis, Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart.
6. Möller, S.C., Vermeer, P.A., 2008, On numerical simulation of tunnel installation, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.23, pp. 461-475.
7. Muir Wood, A.M., 1975, The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique Vol.25, No.1, pp. 115-127.
8. Owen, D.R.J. and Hinton, E., 1990, Finite element in plasticity, Pineridge Press.
9. Roscoe, K.H., Burland, J.B. 1968, On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp. 535-609.
10. Schanz, Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G., 1999, The hardening soil model: Formulation and verification, Beyond 2000 in computational geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 1-16.
11. Vermeer, P.A. and Brinkgreve, R.B.J., 2002, PLAXIS: Finite element code for soil and rock mechanics (Ver 8.2), Balkema, Rotterdam.



김영민

1986 고려대학교 토목공학과 학사
 1988 과학기술원 토목공학과 석사
 1996 일본 고베대학교 토목공학과 박사

Tel: 063-220-2661
 E-mail: youngmk@jj.ac.kr
 현재 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 교수



강성귀

2008 전주대학교 토목환경공학과 학사
 2010 전주대학교 토목환경공학과 석사

Tel: 063-231-5145
 E-mail: gmksq@naver.com
 현재 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 석사과정