

NATM 터널에 있어서 현장계측과 관리기준치에 관한 사례 연구

Case study on the field measurements and hazard warning levels in NATM Tunnel

이재호(경북대학교 토목공학과 박사후 연구원)
 김영수(경북대학교 토목공학과 교수)
 문홍득(국립진주산업대학교 토목공학과 부교수)
 김광일(경북대학교 토목공학과 박사과정)
 박시현(한국시설안전기술공단 지하시설실 팀장)
 전영수(한국농촌공사 경주지사 차장)

1. 서론

최근의 기존 철도 터널의 복선화/고속화, 국가 균형 발전을 위한 동서/남북 축의 고속 도로, 고속국도, 철도, 해저터널 및 대운하 건설에 따른 대단면 터널 등의 신설 계획 등이 발표되면서 향후 약 10년 이상 터널 건설이 꾸준히 이루어 질것으로 예상된다. 특히, 최근 건설되고 있는 터널은 5km이상의 초장대 터널과 대단면 지하공간들이 급격히 증가하고 있으며, 대부분 심도가 깊어지고 있다. 또한, 광역적인 도로망과 관련해서 지역간·국가간 교류가 증대되고 남북통일이 되면 통과교통이 더욱 늘어 날 것이므로 이러한 교통처리를 위해 서울의 남북 및 동서를 관통하는 광역적인 지하도시 고속도로망과 서울주변 산악을 이용한 지하순환 고속도로망을 설치할 필요가 있다. 이와 같이 계획 또는 시공 중인 터널은 장대화과 대형화, 난공사 구간의 증가라는 어려운 시공조건과 더불어 비용절감이라는 문제를 극복해야하는 등 과거보다 안정성과 경제성에 있어서 엄밀한 조건이 요구되고 있다. 이러한 관점에서 굴착 시 터널 및 지반거동 그리고 주변구조물의 영향에 있어 신뢰성 높은 예측방법과 관리기준치와 관련된 안정성 평가시스템, 지보와 굴착시스템의 정량적인 평가방법을 구축하여 안정성과 경제성을 극대화시키는 연구가 시급히 요구되는 실정이다. 터널의 안정성과 지보 및 굴착공법 평가는 이론해석적인 방법 (Sagaeta, 1987, Verruijt, 1997), 수치해석적인 방법 (Swoboda, 1979), 경험적인 방법 (Peck, 1969, O'Reilly, 1982) 그리고 역해석적인 방법 (Sakurai 외, 2003) 등이 주로 이용되고 있다. 터널 안정성과 관련된 관리기준은 과거의 유사 시공실적에 기본해서 정하는 방법 (岩盤力學委員會, 1987), 선행 굴착된 터널의 시공실적을 이용하는 방법 (岩盤力學委員會, 1987), 수치해석의 결과를 바탕으로 정하는 방법 (Hoek, 1999), 주변 구조물의 안정성 확보를 위한 기준에 정하는 방법 (Sakurai, 1998), 지보에 발생하고 있는 응력을 기준으로 정하는 방법 (한국지반공학회, 1996), 원 지반 물성치와 터널 변형률 또는 변위를 고려한 방법 (Sakurai, 1997, Singh 외, 2007, The British

Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004) 등이 고려되어지고 있다. 하지만 관리기준치에 있어서 국내·외적으로 연구는 활발하게 진행되고 있지만 아직 확립되어지지 않은 실정이다 (박시현과 신용석, 2007). 국내의 경우, 터널 설계와 시공에 적용되고 있는 안정성 평가방법과 관리기준치는 현장 조건과 설계 및 시공업체마다 서로 다른 값을 사용하고 있으며, 적용 근거에 대한 뚜렷한 지침이 없는 실정이다 (대한토목학회, 1999, 천병식와 남순성, 1996). 관리기준치의 지표로는 응력개념과 변위 개념으로 나눌 수 있다. 응력개념의 경우 지보에 걸리는 하중이나 이를 환산한 휨 응력을 관리기준치로 사용하고 있으며, 변위개념의 경우, 터널 천단침하나 이를 환산한 천단 변형률, 또는 내공변위(내공변형률), 지중변위(지중변형률) 그리고 터널 주변 지반의 변형률 등이 이용되고 있다. 최근, 관리기준치 설정에 있어서 변위개념이 용이성, 정확성, 적용성 그리고 경제성 측면에 있어서 응력개념보다 유리하다는 연구결과가 보고되어지고 있다(Sakurai, 1997, The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004). 일반적으로 적용되고 있는 변위개념에 의한 관리기준치로서 Franklim (1976)의 내공변위 속도에 의한 방법과 Sakurai(1982, 1997)의 천단침하와 원지반 일축압축강도 관계로서 나타낸 한계변형률에 의한 방법이 있다. 한계변형률에 의한 방법은 실제 현장 단계에서 적용이 용이한 이점과 원지반의 역학적인 물성치를 반영한 점에 있어서 관리기준치 지표로서 많이 적용되고 있는 실정이다(Lilly 와 Li, 2000, Singh 외, 2007, The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004). 또한, Sakurai(1998)는 시공 중 계측된 천단변위로부터 역계산된 변형계수 또는 탄성계수를 이용하여 터널 안정성과 지보 및 굴착공법을 평가할 수 있는 겔보기 탄성계수에 의한 평가법을 제안하였다. 어쨌든, 우리나라의 지반조건과 현장여건은 국외와 차이가 있으므로 국내 실정에 적합한 관리기준치 설정과 지보시스템 평가방법 확립을 위해서는 국외에서 제안하고 있는 방법을 시공 중인 국내터널에 적극적으로 적용하여, 그 결과를 세밀하게 검토할 필요성이 있다. 본 논문은 건설 중인 국내 A터널을 대상으로 한계변형률과 겔보기 탄성계수에 의한 방법을 통해 터널 안정성과 지보시스템의 평가를 수행하였다. 수행된 결과를 바탕으로 천단 변위와 원지반 물성치의 관계를 고려한 관리기준치를 제안하고자 한다.

2. 시공 중 터널 안정성과 지보시스템 평가

2.1 한계변형률을 이용한 터널 안정성 평가와 관리기준치

Sakurai(1982, 1997)는 현장에서 비교적 높은 정확도로서 계측을 할 수 있는 천단 및 내공변위 그리고 지중변위에 중점을 두어 변위로부터 터널주변에 발생하고 있는 변형률을 추정하고, 그것을 실내실험에서 구한 암석의 한계변형률 혹은 파괴변형률과 비교하여 정량적인 안정성을 평가하는 한계변형률 평가법을 제안하였다. 한계변형률과 파괴변형률은 암석 공시체의 일축압축강도시험의 결과를 이용하여 식 (1)과 (2)로서 구하여진다. 그림 1은 한계변형률 및 파괴변형률에 대한 개념도를 나타낸 것이다.

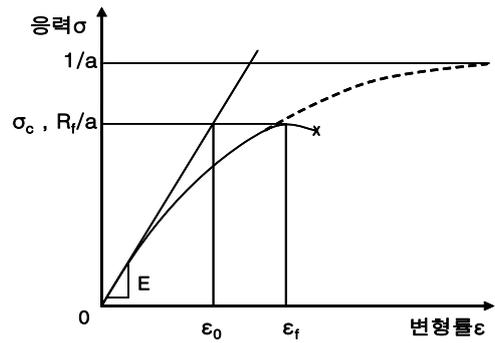


그림 1. 일축압축 응력과 변형률 곡선에서 한계 및 파괴변형률 개념도

$$\text{한계변형률 } \epsilon_0 = \sigma_c / E \quad (1)$$

$$\text{파괴 변형률 } \epsilon_f = \epsilon_0 / (1 - R_f) \quad (2)$$

여기서, ϵ_0 는 암석의 한계변형률, ϵ_f 는 암석의 파괴변형률, σ_c 는 암석의 일축압축강도, E 는 탄성계수, 그리고 R_f 는 쌍곡선함수의 파괴강도를 표시한 매개변수이다. Sakurai (1982, 1997)는 흙 및 암석에 대한 일축압축실험을 통해 R_f 가 0.05에서 0.8정도의 범위를 제시하였다. 그림 2는 다양한 토질 및 암석에 대한 일축압축 강도와 한계변형률의 관계를 나타낸 것이다. 그림 2에서 한계변형률은 일축압축강도의 증가와 함께 감소함을 알 수 있으며, 이러한 경향은 미고결 모래에서 화강암과 같은 경암까지 연속적으로 관찰되었다. 그림 3은 그림 2에서 구하여진 한계변형률의 최대 및 최소 분계선을 이용하여 시공이 완료된 터널의 원지반 일축압축강도, 터널 변위값 그리고 막장안정성 평가 결과를 나타낸 것이다. 그림 3 (a)에서는 굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널 직경으로 나누어 그 값을 종축의 변형률로 설정한 것이며, 그림 3 (b)는 지중변형률을 측정하여 종축의 변형률로 설정하였으며 측정된 지반에서의 일축압축강도를 횡축으로 하여 각각 표시한 것이다(Sakurai, 1982, 1997). 그림 3에서 보는 바와 같이, 한계변형률의 불안정과 붕락 영역에 포함된 현장에는 시공 중 변상이 발생한 터널이 많이 포함되었음을 알 수 있다. 그림 3을 통해 그림 2의 한계변형률과 일축압축강도를 고려한 선이 터널안정성 평가를 위한 관리기준치로서 타당함을 알 수 있다. 일본(岩盤力學委員會, 1987) 및 영국학회(The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004)에서는 그림 2를 고려하여 그림 4와 같은 관리 기준치를 적용하고 있다.

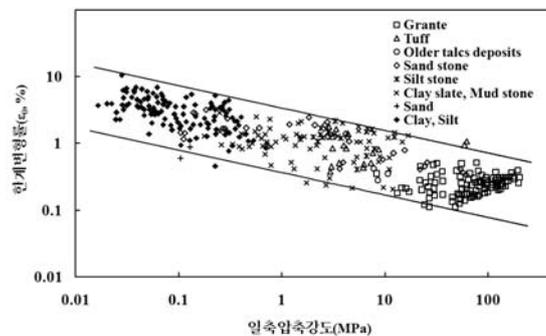


그림 2. 실내실험에서 구한 한계변형률과 일축압축 강도의 관계

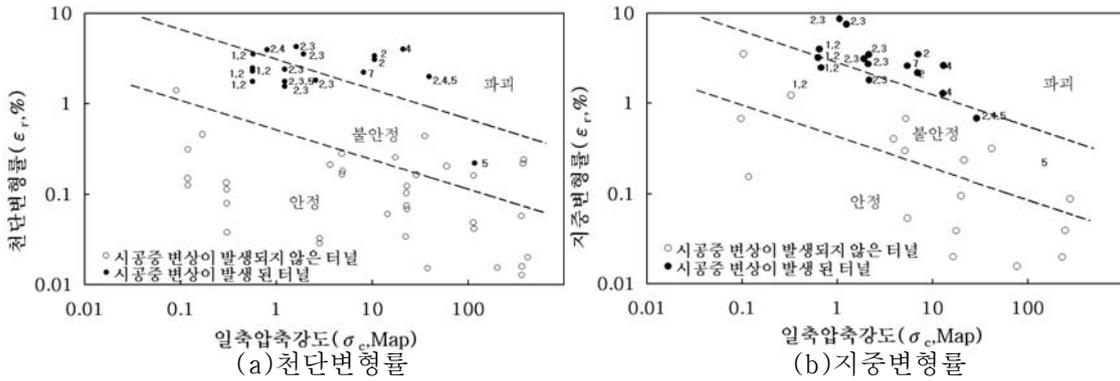


그림 3. 한계변형률의 기준선을 이용한 터널 안정성 평가 사례

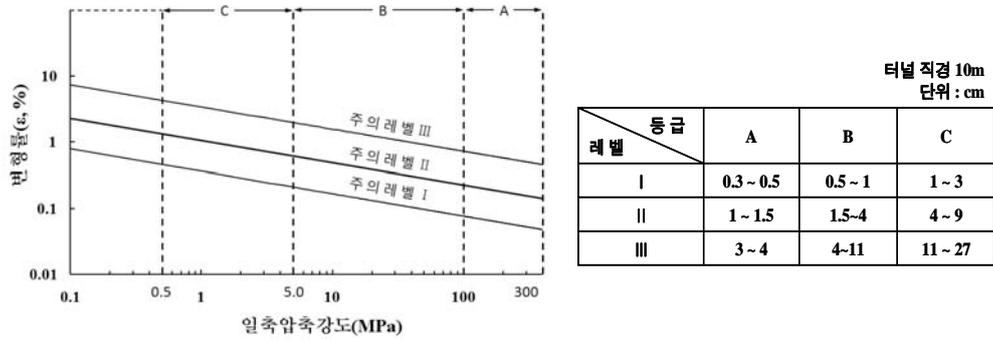


그림 4. 한계변형률과 천단침하에 의한 관리기준치

2.2 겉보기 탄성계수에 의한 지보 및 보강시스템의 평가

Sakurai(1998)는 계측된 값으로부터 역으로 구하여진 터널 주변의 거시적인 탄성계수를 이용하여 터널의 안정성을 간단히 평가할 수 있는 판정 도표를 제시하였으며, 이를 겉보기 탄성계수에 의한 평가법이라 하였다. 역계산 된 탄성계수를 흙, 암석 또는 암반의 실제 탄성계수와 구별하기 위해 일반적으로 겉보기 탄성계수라 부른다. 겉보기 탄성계수를 위한 역계산은 이축응력이 작용하고 있는 무한 지반에 무지보상태의 원형 터널을 굴착한 경우에 생기는 지반의 변위를 이용하였다(그림 5).

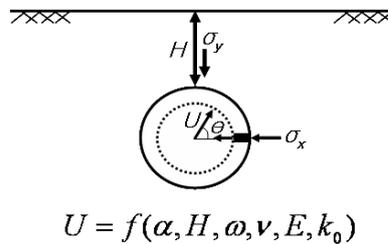


그림 5. 무한 지반 탄성해석을 위한 개념도

무한 탄성지반을 가정한 터널의 변위는 식 (3)으로 구할 수 있다(Timoshenko와 Goodier, 1970).

$$U = \frac{(1+\nu)a}{2E} \left[\frac{a}{r}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{a}{r}(\sigma_x + \sigma_y) \left\{ \frac{4a(1-\nu)}{r} - \frac{a^3}{r^3} \right\} \cos 2\theta \right] + 2\tau_{xy} \left[\left\{ \frac{4a(1-\nu)}{r} - \frac{a^3}{r^3} \right\} \sin 2\theta \right] \quad (3)$$

여기서, U 는 터널 변위, a 는 터널 반경, r 은 터널 중심에서 임의의 점까지의 거리, ν 는 포아송비를 나타내며, σ_y 는 연직방향의 응력도, σ_x 는 수평 방향응력도 그리고, τ_{xy} 는 전단 응력도를 나타낸다. 식 (1)의 는 터널중심을 통과하는 수평축으로부터의 계산되는 지점까지의 각도를 나타낸다. 원형터널의 경우 터널의 천단 및 내공변위는 식 (3)으로부터 식 (4)와 (5)로 간단히 나타낼 수 있다.

$$U_c = \frac{(1-\nu^2) \cdot a \cdot w \cdot H}{E} \left\{ 2K_0 - \frac{(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right\} \quad (4)$$

$$U_h = \frac{(1-\nu^2) \cdot a \cdot w \cdot H}{E} \left\{ 2 - \frac{(1-2\nu)}{(1-\nu)} K_0 \right\} \quad (5)$$

여기서, U_c 는 터널의 반경방향 천단변위, U_h 는 터널의 반경방향 내공변위를 나타내며, E 는 대상암반의 탄성계수, K_0 는 원 지반 상태의 초기 응력 상태 그리고, w 은 지반의 단위중량을 나타낸다. 시공 중인 터널에 있어서 U_c 와 U_h 는 쉽게 구할 수 있으며, 지보와 굴착조건에 의해 보강된 거시적인 지반의 겉보기 물성치를 구하는데 사용된다. 식 (6)과 (7)은 겉보기 탄성계수를 구하기 위해 식 (4)와 (5)를 역계산 된 수식을 나타낸다. 여기서, E_c 와 E_h 는 계측된 천단침하와 내공변위의 겉보기 탄성계수임을 알 수 있다.

$$E_c' = \left\{ \frac{1+\nu}{U_c'} \right\} \cdot w \cdot H \cdot a \cdot \{ 2(1-\nu) \cdot K_0' - (1-2\nu) \} \quad (6)$$

$$E_h' = \left\{ \frac{1+\nu}{U_h'} \right\} \cdot w \cdot H \cdot a \cdot \{ 2(1-\nu) - (1-2\nu) \cdot K_0' \} \quad (7)$$

여기서, U_c 와 U_h 는 실제현장에서 계측된 천단과 내공변위 값을 의미한다. 식 (6)과 (7)의 K_0 는 겉보기 측압계수를 의미한다. E_c 와 E_h 를 같다고 놓으면, K_0 는 식 (8)과 같이 구하여진다.

$$K_0' = \frac{2(1-\nu) \cdot U_c + (1-2\nu) \cdot U_h}{2(1-\nu) \cdot U_h + (1-2\nu) \cdot U_c} + \quad (8)$$

Sakurai (1998)는 그림 6과 같이 실제 계측된 천단변위를 통한 천단변형률과 변위 값을 역계산한 겉보기 탄성계수의 관계를 막장의 상태와 함께 검토해 보았다. 대상 터널의 막장은 안정, 불안정 그리고 파괴상태의 3가지로 고려하였으며, 이 결과를 통해 그림 6에서 표시된 기준선을 제시하였다. 그림 6에서 붕괴(■)와 불안정(▲)한 터널 단면의 경우 불안정과 붕괴 영역에 집중되어 있음을 알 수 있으며, 결과적으로 그림 6에서 제시된 영역으로 막장의 안정성 평가가 타당함을 알 수 있다. 겉보기 탄성계수에 의한 방법은 계측 결과를 기본

으로 간단한 수식으로 이루어졌지만, 터널의 크기와 기본 물성치, 그리고 예측결과를 통해 대략적인 터널 안정성 평가가 가능함을 알 수 있었다.

지하공간의 관리기준치를 고려한 안정성 평가는 Sakurai의 한계변형률과 겉보기 탄성계수에 의해 개략적으로 가능하지만, 시공 중 막장 안정성에 문제가 있는 지반의 경우에는 지보시스템의 증가나 보강공법과 같은 대책공법이 적용되어야 한다. 이와 같은 경우 대책공법의 적용과 함께 원지반 물성치를 재평가할 필요성이 있다.

Sakurai(1993)는 겉보기 탄성계수를 이용하여 지보 및 보조공법의 효과율을 평가하는 방법을 제안하였다. 천단침하 및 내공변위의 효과율(E_{cf})은 원지반 탄성계수(E)와 겉보기 탄성계수(E_c' 또는 E_h')의 비를 고려하여 식 (9)와 같이 나타내었다.

$$E_{cf} = \frac{E_c' \text{ or } E_h'}{E} \quad (9)$$

또한, 지표면 침하에 대한 겉보기 탄성계수를 구하기 위한 Sakurai (1998)는 식 (10)을 제안하였다. 설치된 지보와 보조공법에 대한 지표면 침하 효과율(E_{sf})은 식 (11)를 사용하였다.

$$E_s' = \frac{(1-\nu^2) \cdot w \cdot H}{S_s'} \times \frac{4a^2 H}{H^2 - a^2} \quad (10)$$

$$E_{sf} = \frac{E_s'}{E} \quad (11)$$

여기서, E_s 는 지표면 침하와 관련된 겉보기 탄성계수, S_s 는 예측된 지표면 침하를 나타낸다. 그림 7은 일본의 99 공구 터널 단면에서의 천단 변위와 지표면 침하에 대한 평균적인 겉보기 탄성계수 효과율을 정리한 결과이다(Sakurai, 1998). 그림에서 y축의 번호는 보조공법의 종류를 나타낸 것으로, 1은 Pipe roof, 2는 RJFP method, 3은 Long steel Forepiling with Trevituve, 4는 Forepiling method with Advanced Bit, 5는 PASS method, 6은 Grouting, 7은 Grouting type Forpiling, 그리고 8은 Forepiling method를 나타낸다. x축은 터널 내공변위와 지표면침하의 효과율을 나타낸 것이다. 그림7에서 Pipe roof, RJFP method, Long steel Forepiling with Trevituve, 그리고 Forepiling method with Advanced Bit는 내공변위의 제어에, PASS method, Grouting, Grouting type Forpiling, 그리고 Forepiling method는 지표면 제어에 효과가 있음을 알 수 있다.

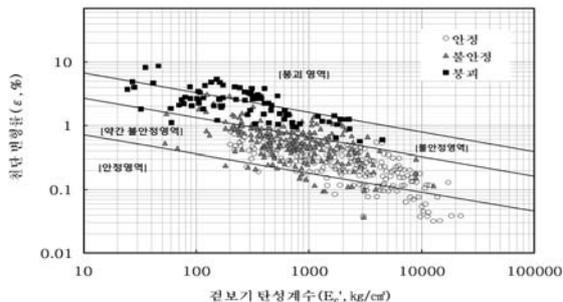


그림 6. 겉보기 탄성계수와 천단 변형률의 관계

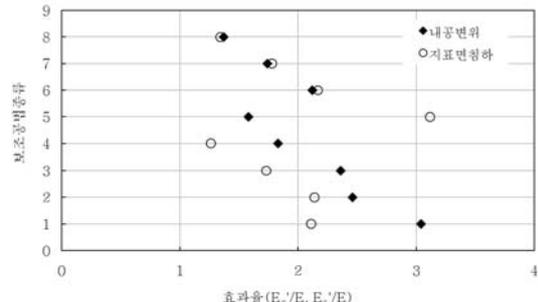


그림 7. 보조공법의 효과율

3. 국내 A터널의 개요

3.1 시공 현황

본 논문은 경부고속철도 A터널 시점 갱구부측 324km 780m과 종점 갱구부측 326km 520m사이의 시공된 결과를 분석하였다. 이 지점은 풍화암과 연암지반으로서 연구의 목적이 되는 NATM터널에 있어서 터널 안정성과 지보시스템의 평가를 명확하게 파악할 수 있다고 사료되어 본 연구의 검토 구간으로 선정하였다. 그림 8과 9는 대상 터널이 되는 사업지구 전 구간의 평면도 및 종단도를 나타내고 있다. 터널 시공은 크게 상·하반 굴착으로 실시하였고, 지보시스템으로 25cm두께의 슛크리트 시공과 강제 지보공, 길이 5m인 락볼트 30개, 40cm의 복공 콘크리트 등이 실시되었다. 터널의 천단과 막장 그리고 지표면 안정을 위해 보조공법으로서 언블레라방법 (Umbrella method)의 일종인 강관다단그라우팅을 시공하였다. 그림 10은 터널 단면형상을 나타내고 있다.

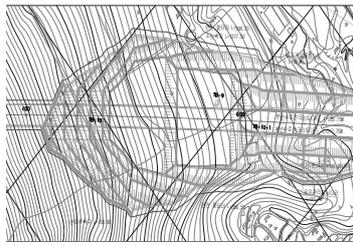


그림 8. 대상구간 평면도

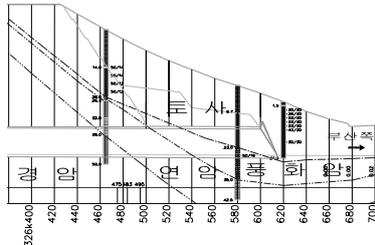


그림 9. 대상구간 종단도

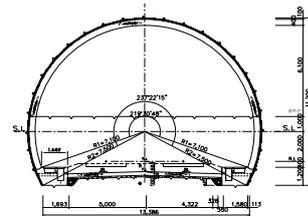


그림 10. 터널 단면 형상

3.2 현장 계측의 현황

그림 11과 12는 터널 천단 및 내공변위 측정점과 지표침하 및 지중변위 배치도를 나타낸 것이다. 그림 11과 같이 터널의 천단침하는 1개소, 내공변위는 4개소를 측정하였다. 계측 시점은 막장이 도달한 후 수행하였다. 지중침하 및 지중 수평변위는 고정식 지중 경사계를 이용하였다. 지중 침하는 센터에서 오른쪽으로 13.5m, 왼쪽으로 13.5m인 지역에서 계측을 수행하였다. 지중 수평변위는 지표에서 0.5m 간격으로 20개 지점을 계측하였고, 지중침하는 지중 3m 간격으로 총 8개 지점의 침하를 계측하였다.

3.3 대상 지반의 역학적 특성

대상터널에서의 지중 상태를 조사하기 위하여 시추조사를 수행하였으며, 지하수상태를 확인하기 위해 전기 비저항 탐사를 실시하였다. 원 지반 탄성계수를 구하기 위해 실내 일축압축 실험과 공내재하 시험을 실시하였다. 표 1은 대상지반의 실내·외 물리 역학적 실험 결과를 나타낸 것이다. 표 1에서 대상지반의 한계 및 파괴변형률은 사쿠라이가 제시한 방법을 통하여 구하였다.

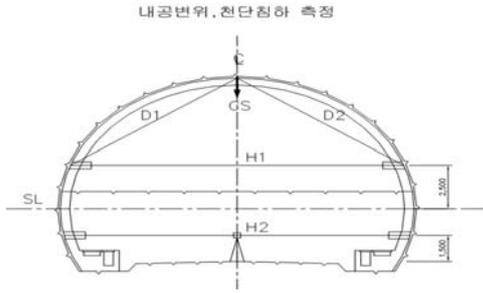


그림 11. 천단침하와 내공변위 측정도

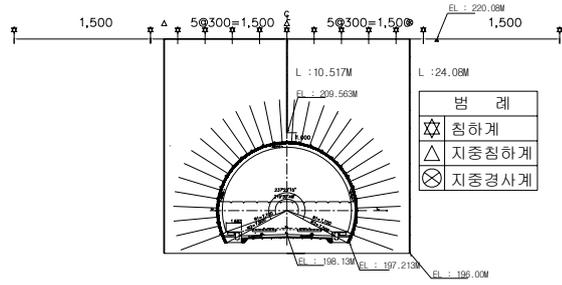


그림 12. 지중 및 지표 침하 측정도

표 1. 대상 지반의 물리·역학적인 물성치

항목	구분	풍화암	연 암
단위중량(g/cm^3)		2.298	2.694
일축압축강도(kg/cm^2)		3.108	818.9
탄성파속도 (km/sec)	P파	-	5.125
	S파	-	1.904
탄성계수 (kg/cm^2)	일축압축시험	176	476190
	공내재하시험	718 ~ 3738	65834
한계변형률(%)		1.7	0.15
과괴변형률(%)		2.8	0.219

3.4 계측 결과

그림 13은 326k 483m에서 계측된 막장거리에 따른 지표면 침하 변화를 나타내고 있다. 최대 지표침하량은 16mm가 발생하였다. 그림 14와 15는 326k 483m에서 계측된 지중 침하와 지중 수평변위의 결과를 벡터형식으로 나타낸 결과이다. 계측시점은 터널이 막장이 도달한 경우와 막장에서 27m정도 지났을 때를 기준으로 나타내었다. 그림 14에서 좌측은 지반 쪽으로, 우측은 터널 쪽으로 변위를 보이는 이유는 지층의 절리방향이 침하방향과 같이 경사진 것으로 판단된다. 그림 14에서 횡방향 지중 벡터에서 심도 15m에서 18m부근에서 지반이 터널 쪽으로 많이 변화하는 결과를 나타냈으며, 터널 상부 지반은 대체적으로 안정한 거동을 나타내고 있다. 터널 측벽부의 지반안정성에 대해서는 차후 보다 많은 연구가 필요하다. 그림 15의 종방향 지중벡터에서도 터널 주변 지반이 굴착에 따라 터널 쪽으로 크게 변위를 보이지만, 대체적으로 터널 주변부에 집중된 것으로 보인다. 그림 16은 막장거리에 따른 터널 천단위의 지중침하를 나타낸 것으로 계측되어진 변위(U)를 최대침하량 (U_{max})으로 나눈 값을 백분율로 표시하였다. 그림에서 막장 도달시의 침하량은 63%가 일어남을 알 수 있었다. 터널 주변의 지중변위는 막장도달 전부터 계측이 가능함으로써 안정성평가를 위해 중요한 자료로 이용될 수 있다. 그림 17은 횡단면도에서의 터널 주변의 지중침하 변형률을 나타낸 결과이다. 그림에서 원형은 압축변형률, 삼각형은 인장변형률을 나타낸 것이다. 그림 17의 횡등방향 터널 주변의 지중침하 변형률은 최대 압축 변형률 0.47%가 발생하였으며, 터널의 상부에는 최대 인장 변형률 0.03% 그리고 최대 압축 변형률이 0.37%정도 발생하였다. 다음 표 4는 계측 단면의 천단침하와 내공변위를 시공단계에 따라 나타낸 것이

다. 하반완성단계에서의 천단변위는 1에서 5mm, 내공변위는 5에서 32mm 발생하였음을 알 수 있다.

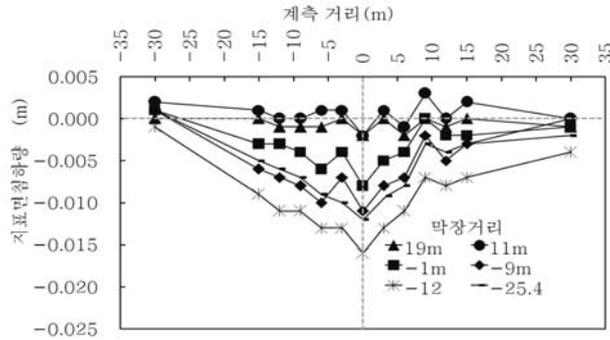


그림 13. 막장거리에 따른 지표면 침하 변화

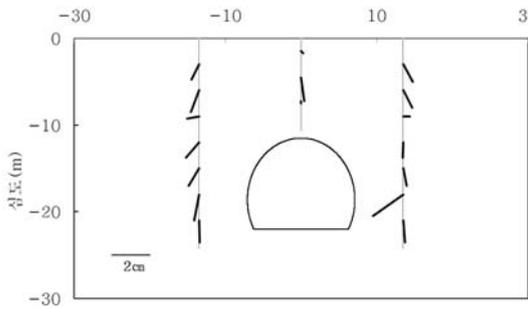


그림 14. 터널 횡단면도의 지중변위 벡터

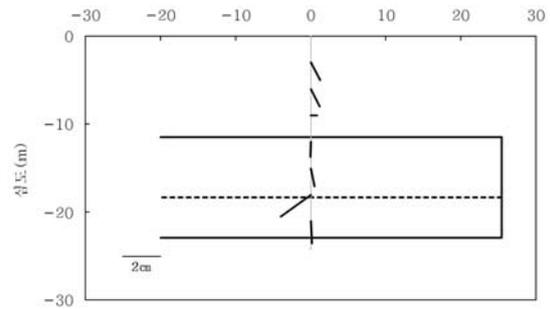


그림 15. 터널 종단면도의 지중변위 벡터

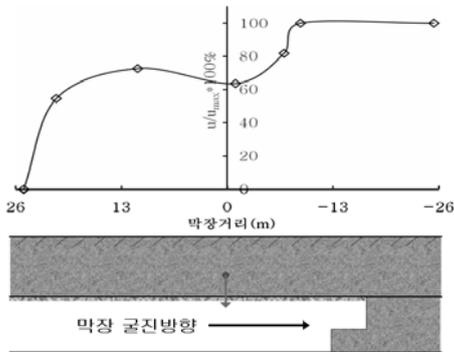


그림 16. 터널 천단 위 지중침하율

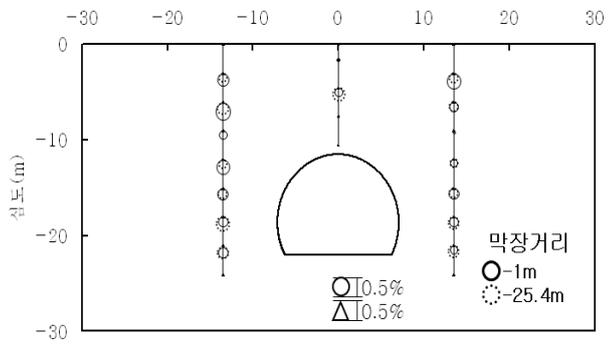


그림 17. 터널 지중 침하 변형률

표 2. 계측단면의 천단침하와 내공변위값

구분 단면	상반완성		하반도착		하반완성	
	천단 (mm)	내공 (mm)	천단 (mm)	내공 (mm)	천단 (mm)	내공 (mm)
326k380	2	2	5	3	3	5
326k410	3	3	1	3	2	4
324k780	3	4	2	7	1	9
326k425	3	4	1	4	3	5
326k448	3	6	2	12	2	12
326k460	6	4	4	8	5	12
326k475	3	5			3	23
326k483	3	7			6	32

4. 국내 A터널의 시공 중 안정성 및 지보시스템 평가

건설 중인 국내 A터널의 시공현장을 대상으로 한계변형률과 겉보기 탄성계수를 토대로 터널 안정성과 지보시스템에 대한 평가를 수행하였다.

4.1 한계변형률에 의한 안정성 평가

그림 18은 실제 계측된 결과를 직접변형률 평가법을 이용하여 나타낸 결과이다. 그림 18에서 나타낸 것은 천단변위를 직경으로 나누어서 나타낸 것이다. 터널의 안정성 평가를 위해서는 터널단면에서의 전 변위를 고려할 필요성이 있다.

사용된 천단변위는 그림 16을 참조하여 막장도달 시점에 이미 50% 이상이 발생한 것으로 고려하여 이용하였다. 그림 18에서와 같이 터널 단면 각 지층을 세분화하여 비교한 결과 시공 단계에 따라 상반 완성 시와 하반 완성 시 풍화암과 연암지반에서는 안정성이 확보되었음을 알 수 있다.

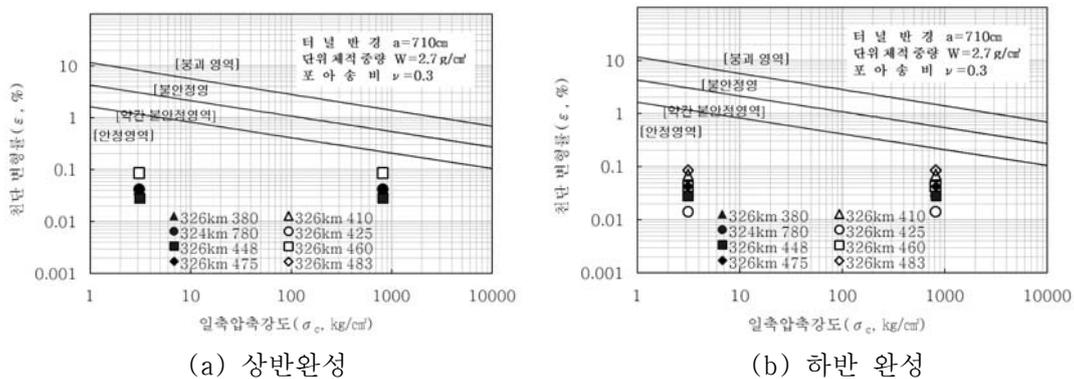
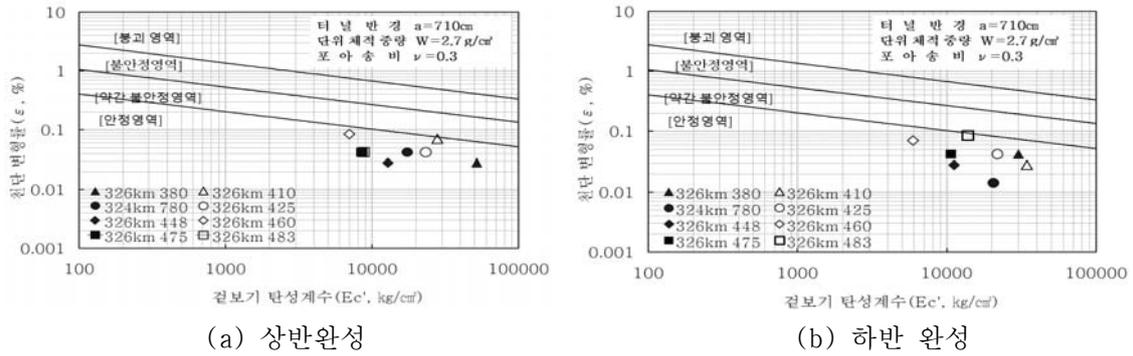


그림 18. 일축압축강도와 천단변형률에 의한 안정성 평가

4.2 겉보기 탄성계수에 의한 터널 안정성과 지보시스템 평가

그림 19는 실제 터널 시공현장 상반완성 및 하반완성 시 계측된 천단변위를 Sakurai의 겉보기 탄성계수 평가법을 이용하여 나타낸 결과이다. 그림 19에서 나타낸 것은 천단변위를 직경으로 나누어서 나타낸 것이다. 터널의 안정성 평가를 위해서는 터널단면에서의 전 변위를 고려할 필요성이 있다. 사용된 천단변위는 그림 16을 참조하여 막장도달 시점에 이미 50% 이상이 발생한 것을 고려한 전 변위량을 이용하였다. 그림 19의 겉보기 탄성계수는 천단변위와 식 (6)을 고려하여 구하였다. 그림 19에서와 같이 터널 시공에 따라 시공단면의 안정성이 확보되고 있음을 알 수 있다.



(a) 상반완성 (b) 하반완성
 그림 19. 겉보기 탄성계수와 천단변형률에 의한 안정성 평가

표 3은 각각의 연구단면에서의 원 지반 탄성계수와 겉보기 탄성계수의 비를 근거로 나타낸 지보시스템의 효과율이다. 각각의 단면에서 효과율은 1이상이며, 이는 지보에 의해 터널 주변 원지반이 보강효과가 나타났음을 알 수 있다. 그림 18과 19 그리고 표 3을 통해 대상 터널은 지보에 의해 보강효과가 나타났으며, 이로 인해 터널의 안정성은 어느 정도 확보되었음을 알 수 있었다.

표 3 원지반 탄성계수와 겉보기 탄성계수에 의한 효과율

단면	구분	효과율(E_c'/E)	
		상반완성	하반완성
326k380		13.83	8.03
326k410		7.46	9.15
324k780		4.67	54.84
326k425		6.20	5.80
326k448		3.42	2.97
326k460		1.87	1.58
326k475		2.28	2.83
326k483		2.34	3.72

4.3 천단 변위에 의한 관리기준치 제안

실질적으로 한계변형률 개념을 실무에 활용하기 위해서는 변형률을 변위로 변환하여 직접적으로 평가하기 위한 접근방법이 필요하다. 이를 위해서는 한계변형률을 변위로 환산할 필요성이 있으며, 이 때 계측기가 설치하기 이전에 발생하는 굴착 및 계측 선행변위와 터널 반경을 고려해야 한다. 즉, 한계변형률에 기본으로 한 천단침하 및 내공변위의 관리기준치는 계측기 설치이전에 전 변위가 40, 60%를 고려하여 식 (12)과 (13)와 같이 계산된 천단 변위를 관리기준치로 이용하는 것이 적절하다고 생각된다.

$$u = \epsilon_0 \times r \times 0.6 \quad (12)$$

$$u = \epsilon_0 \times r \times 0.4 \quad (13)$$

여기서 u 는 실 계측된 천단변위, r 은 터널 반경, ϵ_0 는 한계변형률을 나타낸다. 그림 20은

반경 5m의 터널을 대상으로 식 (12)과 (13)에 의해 구한 천단침하의 관리기준치를 나타내고 있다. 여기서, 지반은 실내시험에서 얻어진 일축압축강도에 의해 분류되어 있다. 그림 21, 22 그리고 23은 터널 반경 7, 10, 15m를 고려한 일축압축강도와 천단변위의 관리기준치를 나타낸 것이다. 그림에서 실선(—)은 전 변위가 확보되었을 때, 파선(---)은 선행변위가 40% 발생하였을 때, 점선(···)은 선행변위가 60% 발생하였을 때 적용 가능함을 알 수 있다. 앞으로 이와 같은 관리기준치를 통해 국내 안정된 터널과 붕락된 터널을 분석할 필요성이 있다고 사료된다.

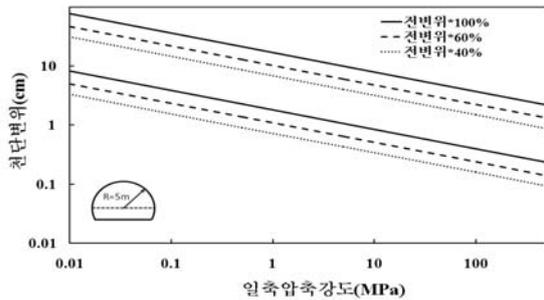


그림 20. 터널 반지름이 5미터인 경우에 있어서 일축압축강도와 천단변위의 관리기준치

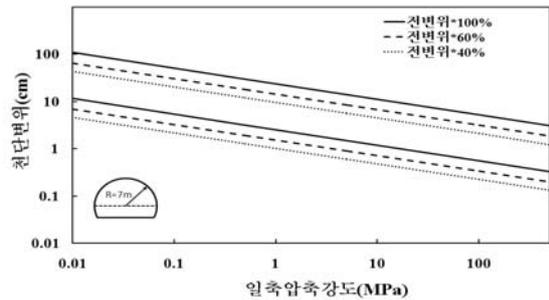


그림 21. 터널 반지름이 7미터인 경우에 있어서 일축압축강도와 천단변위의 관리기준치

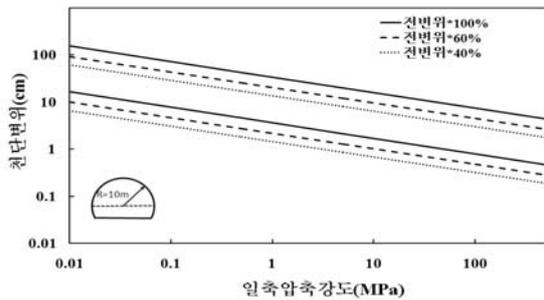


그림 22. 터널 반지름이 10미터인 경우에 있어서 일축압축강도와 천단변위의 관리기준치

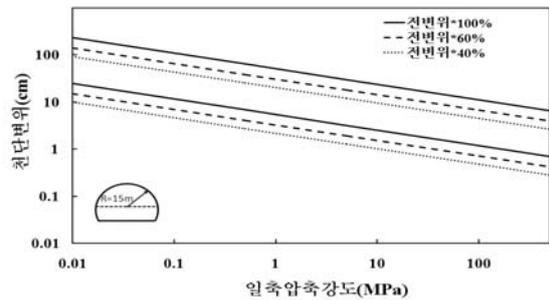


그림 23. 터널 반지름이 15미터인 경우에 있어서 일축압축강도와 천단변위의 관리기준치

5. 결론

최근 터널은 장대화와 대형화, 난공사 구간의 증가라는 어려운 시공조건과 더불어 비용절감이라는 문제를 극복해야하는 등 과거보다 안정성과 경제성에 있어서 엄밀한 조건이 요구되고 있다. 이러한 관점에서 굴착 시 터널 및 지반거동 그리고 주변구조물의 영향에 있어 신뢰성 높은 예측방법과 관리기준치와 관련된 안정성 평가시스템, 지보와 굴착시스템의 정량적인 평가방법을 구축하여 안정성과 경제성을 극대화시키는 연구가 시급히 요구되는 실정이다. 본 논문은 건설 중인 국내 A터널의 시공현장을 대상으로 계측데이터의 분석과 함께 한계변형률과 겉보기 탄성계수에 의한 방법을 기본으로 터널 안정성과 지보 효과에 대한 정량적인 평가를 수행하였다. 적용된 안정성 평가기법과 계측결과에서 대상 터널은 어느 정도 안정성이 확보되었음을 알 수 있었다. 수행되어진 결과들을 바탕으로 한계변형률을 고려한 천단변위 관리기준치를 터널 반경과 선행변위의 발생비를 매개변수로 제안하였다. 제안된

안정성 평가방법은 시공 중 신속하고 용이하게 적용될 수 있는 것으로 판단되며, 이는 실질적으로 실무에 활용하기 위한 훌륭한 접근방법으로 생각된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2005년도 CTRM(05건설핵심 D03-01)에 의해 수행 되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 대한터널협회, 1999, 건설교통부제정 터널표준시방서, 구미서관, 72-84.
2. 박시현, 신용석, 2007, 한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구, 한국지반공학회논문집, 29-41.
3. 천병식, 남순성, 1996, 서울지하철 터널의 계측관리 기준치에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제16권, 제 III-1호, 47-59.
4. 한국지반공학회, 1996, 지반공학시리즈 7 터널, 구미서관, 442p.
5. 岩盤力學委員會, 1987, トンネルにおける調査, 計測の評価と利用, (社) 土木學會, 335p.
6. Franklin, J. A., 1976, An Observation Approach to the Selection and Control of Rock Tunnel Linings, Shotcrete for Ground Support, ASCE, 556-596.
7. Hoek, E., 1999, Support for very weak rock associated with faults and shear zones, Distinguished lecture for the opening, International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, March.
8. Lilly, P. A. and Li, J., 2000, Estimating excavation reliability from displacement modeling, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 37, 1261-1265.
9. O'Reilly, M. P. and New, B. M., 1982, Settlements above tunnels in the UK-their magnitude and prediction, Tunneling '82, 173-181.
10. Peck, R B., 1969, Deep excavations and tunneling in soft grounds, In : 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, State of the art report, 225-290.
11. Sagaeta, C., 1987, Analysis of undrained soil deformation due to ground loss, Geotechnique, 37(3), 301-320.
12. Sakurai, S., 1982, An evaluation technique of displacement measurements in tunnels", Journal of Geotechnical Engineering, JCSE, Vol.317, 93-100.
13. Sakurai, S., 1997, Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.12, No.4, 453-460.
14. Sakurai, S., 1998, Practice of Urban Tunnels, Kajima Publ., 241p.
15. Sakurai, S., Akutagawa, S., Takeuchi, K. and Shinji, M., 2003, Back analysis for tunnel engineering as a modern observation method, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.18, 185-196.

16. Singh, M., Singh, B. and Choudhari, J., 2007, Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.22, 343-350.
17. Swoboda, G., 1979, Finite element analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM), In: *proceedings of 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen. Balkema, Rotterdam, 604-618.
18. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004, *Tunnel lining design guide*, Thomas Telford, 184p.
19. Timoshenko, S. and Goodier, J., 1970, *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill, NewYork.
20. Verruijt. A. 1997, A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 21, 77-89.