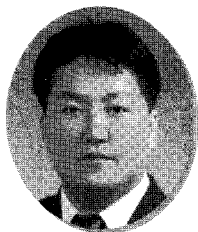


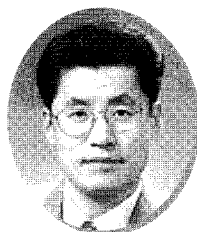
# 정량적인 막장 안정성 평가기법을 이용한 NATM 터널의 보강공법 평가



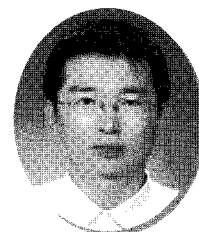
김 영 수  
경북대 토목공학과  
교수



이 재 호  
경북대 박사후 연구원  
(hero\_ljh@hotmail.com)



문 흥 득  
진주산업대 토목공학과  
부교수



김 광 일  
경북대 토목공학과  
박사수료

## 1 서론

최근 여러 가지 형태의 지하 공간 이용에 관한 관심이 증대되고 있는데, 그 이용 형태는 기존의 도심지 교통시설 및 산악지 통과 터널과 더불어 지하공동 내부의 발전소, 방사성 폐기물 등의 위험물질 지하보관, 에너지원이 되는 액체나 기체의 지하저장 및 처리, 해저 수로터널, 지하 스포츠시설 및 극장, 지하도시 공간, 도심지 지하매설관, 운하 터널 등이 있다.

터널 시공공법과 보조공법, 계축기의 발달, 그리고 축척된 터널기술노하우로 인해 보다 과학적인 터널 공사가 이루어지고 있지만, 최근까지도 미고결 저토폴 지반 및 풍화암이나 연암인 지반에서의 터널 공사에 있어 막장 붕락과 지표부 함몰 등의 사고가 빈번히 보고되고 있다<sup>2,3,4</sup>. 특히, 도심지 터널구간의 붕락은

주변 구조물의 영향, 거주자 및 시공자의 심리적인 불안 그리고 막대한 경제적인 손실이 뒤따른다.

터널 막장이 불안정하거나 붕락의 위험성이 나타날 경우, 터널 굴착단면적을 작게 분할하여 굴착하는 방법과 막장주변 지반을 개량하거나 보강하여 시공하는 방법이 일반적으로 적용되어지고 있다<sup>2,4</sup>. 굴착단면적을 작게 굴착하는 경우는 복잡한 공정 등으로 인해 시공성이 떨어지는 경우가 많다. 최근 터널 시공을 안전하고 원활하면서도 효율적으로 진행하기 위해 막장주변과 터널 천단, 각부 등을 보강하여 일반적인 굴착단면과 같이 시공하고 굴착공정을 단축하는 사례가 증가하고 있다. 하지만, 막장주변의 보강공법을 채용하는 경우 안정성은 확보되지만 경제성에 문제가 발생하는 사례도 있다. 도심지 및 산악 구간에서의 적극적인 지하 공간 이용을 위해서는 기

존의 보고된 사례를 분석하여 경제성과 안정성이 고려된 보강 및 굴착공법의 적용이 요구되어진다.

터널 막장붕락과 관련된 보강공법의 선정에 있어서 검토과제는 ① 설계단계에서의 막장안정성 및 보강공법 필요성 판단을 위한 평가방법, ② 보강공법 선정 이유 및 효과 평가방법, ③ 굴착단계에서 보강과 굴착공법의 재선정과 관련된 전체적인 흐름 명확화, ④ 막장 전방 조사방법의 고도화 및 간편한 막장 거동 예측방법의 개발 등이다.

본 연구에서는 막장의 안정성과 보강공법의 평가방법에 있어서 시공사례와 문헌을 정리하였으며, 기존의 몇 가지 막장안정성 평가방법의 적용성 및 보강공법에 대한 평가를 수행하였다. 보강공법 평가에 있

어서 실내·외 실험에 의한 원 지반 물성치와 보강공법이 실시된 후 예측되어진 변위를 통한 겹보기 원 지반 물성치를 고려하였다.

## 2. 막장붕락과 보강공법

표 1은 터널막장의 전형적인 붕락형태에서 현황과 원인을 간략하게 분석한 것이다. 그림 1은 터널 주변 막장의 안정성 결정 요인과 지표를 나타낸 것으로서 불안정한 방향으로 작용하는 축진성 요인과 지반이 본래 가지고 있는 저항성 요인의 2개의 요인으로 분류해 그들의 관계를 개념도로서 나타낸 것이

표 1. 전형적인 붕락사례<sup>7)</sup>

지반	붕락 형태	상태와 원인	붕락 형태	상태와 원인
토사지반		하부에 점성토층을 이루고 상부에 지하수 유출		물빠기나 환기에 의하여 모래층이 건조하게 되어 겹보기 점착력의 저하로 인한 붕락
연암지반		사암층과 이암층이 서로 호층을 이루며 그사이로 흐름층이 형성. 지반의 이완과 절리면의 전단 저항의 부족에 의한 붕락		투수층과 불투수층이 호층을 이룸. 상부의 투수층이 터널부위에 큰 토압과 수압이 작용하여 붕락
파쇄지반		파쇄대의 용수에 의한 붕락. 수압의 크기와 암반 점착력에 의해 붕락 규모가 다름		용수가 없는 파쇄대 지반에서 비교적 원활하게 굴착. 굴착과 함께 터널 주변부 이완이 진행되어 붕락
균열성지반		암반자체는 견고하지만 층리면으로부터 벗겨지는 형태로 암반이 붕락		균열성 지반에서 층 두께가 얇고 강도가 작은 층이 떨어져는 형태의 대규모 덩어리로 인하여 붕락

## 정량적인 막장 안정성 평가기법을 이용한 NATM 터널의 보강공법 평가

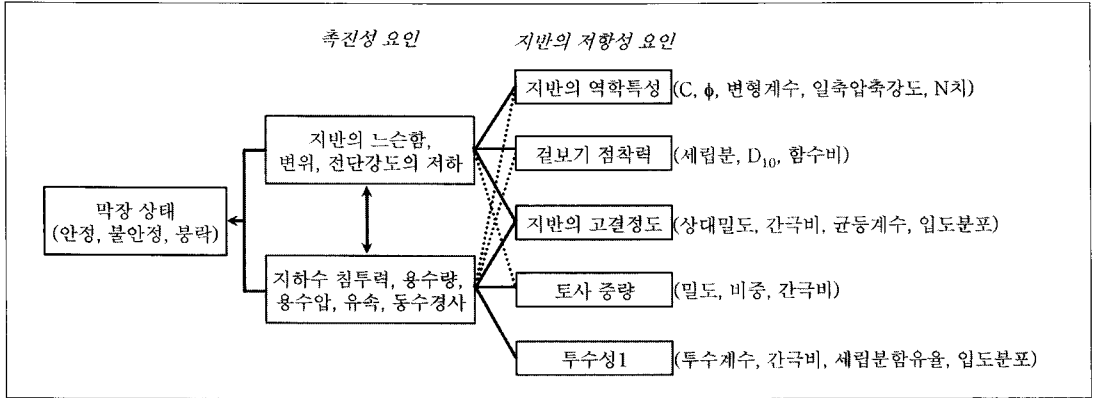


그림 1. 터널 주변 막장의 안정성 결정 요인과 지표

다. 터널 막장의 안정성 평가 연구에 있어서 그림 1의 인자는 중요한 단서를 제공해 줄 수 있다. 막장이 불안정 또는 붕락의 위험성이 있는 경우 일반적으로 굴착단면적이 작은 공법을 선택하거나 터널주변부에 보강공법을 실시하고 있다.

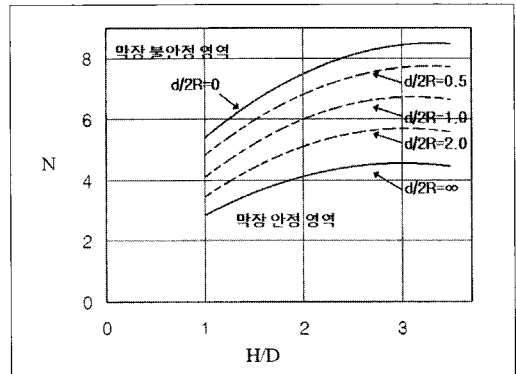


그림 2. Schofield 판정 개요도

### 3. 막장의 안정성 평가방법

#### 3.1 막장 안정성 평가지수

터널의 붕락메커니즘 및 막장 안정성에 대해 모형 실험, 수치해석, 시공사례 등의 결과를 통해 다양한 평가방법이 보고되고 있다<sup>5, 7, 8, 9, 10, 16, 17, 18, 19, 20</sup>. Schofield<sup>20</sup>, Broms와 Bennermark<sup>10</sup>, Peck<sup>16</sup>는 내부마찰각이 0인 점착성 지반의 막장 안정성에 대해 연구를 수행하였다. 평가방법으로는 식 (1)과 같은 하중계수 N을 제안하였다.

$$\text{하중계수 } N = \frac{\gamma(h+R) - P_a}{C_u} \quad (1)$$

여기서,  $C_u$ 는 지반의 점착력,  $\gamma$ 는 지반의 단위 체적중량,  $R$ 은 굴착 터널의 반지름,  $h$ 는 천단부터 지표 부까지의 높이,  $P_a$ 는 막장의 지보압을 나타낸다. 대상 터널에서 식 (1)을 고려하여  $N$ 이 한계값  $N_c$ 보다 작다면 막장은 안정하다고 평가된다. 한계값  $N_c$ 에 있어서 Broms와 Bennermark<sup>10</sup>은 6~7, Peck<sup>16</sup>은 5~7 정도임을 발표하였다.

Schofield<sup>10</sup>는 지보재로부터 막장까지의 거리,  $d$ 를 고려하여 그림 2를 제안하였다.

眞下英人和 猪熊明<sup>7</sup>은 용수가 없는 지반의 막장의 안정성에 대하여 모형실험 및 2차원, 3차원 수치

해석을 실시하여 식 (2)와 같이 막장안정 지수를 발표하였다.

$$\text{막장안정지수} = \frac{c}{\gamma D} \quad (2)$$

여기서,  $c$ 는 지반의 점착력,  $D$ 는 굴착 터널의 직경을 나타낸다. 일본 건설성 토목연구소는 식 (2)와 관련해 다음과 같은 결과를 보고하였다.

- ① 막장의 안정에 필요한 지반의 점착력  $c$ 는 터널 직경  $D$ 의 영향을 받고,  $D$ 가 크면 막장의 안정에 필요한 점착력은 크게 된다. 토파비,  $H/D$ 가 1.0 정도 이상이면 막장의 안정성에 영향을 크게 끼치지 않는다.
- ② 모형실험에 의하면 용수가 없는 경우에는 무차원량  $c/\gamma D$ 가 막장의 안정성을 평가하는 하나의 지표로서, 0.13~0.16 이상이면 막장은 안정하다는 연구결과를 발표했다.

일본 農林省構造改善局<sup>8)</sup>은 원지반의 일축압축강도,  $q_u$ , 토파,  $h$ , 그리고 단위중량,  $\gamma$ 를 지반강도비로 표현하여 암반평가 및 지보설계를 위한 지표로 사용하였다. 식 (3)은 지반강도비를 나타낸 수식이다.

$$\text{지반강도비} = q_u/\gamma h \quad (3)$$

일반적으로 지반강도비가 4.0 이상이면 안정하고, 2~4는 불안정, 2.0 이하이면 터널주변부의 지반이 파쇄할 가능성이 있다고 한다. 굴착에 따른 터널 변위는 그림 1에서 나타낸 것과 같이 막장 불안정의 촉진성 요인과 지반의 저항성 요인과 관련이 있음을 알 수 있다. 즉, 터널 변위는 굴착공법, 지보조건, 지반조건, 터널의 크기, 시공순서, 굴착속도 등의 상호

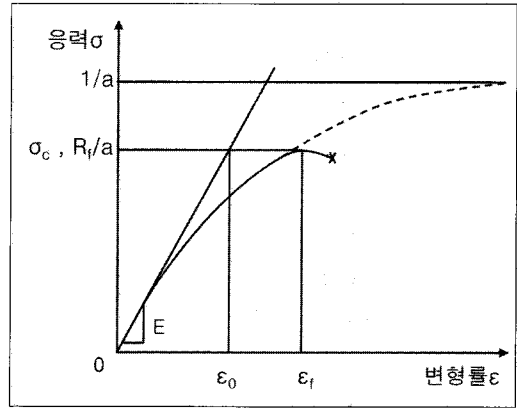


그림 3. 한계변형률 및 파괴변형률의 개념도

작용에 의해 일어나는 값이다.

막장의 안정성평가에 있어서 터널 변위를 직경으로 제한 값과 원지반의 강도특성의 관계를 이용하는 연구<sup>11, 12, 13, 17, 18, 19)</sup>도 보고되고 있다.

Sakurai<sup>17, 19)</sup>는 현장에서 비교적 높은 정확도로서 계측을 할 수 있는 천단 및 내공변위에 중점을 두어 변위로부터 터널주변의 암반에 발생하고 있는 변형률을 추정하고, 그것을 실내실험에서 구한 암석의 한계변형률 혹은 파괴변형률과 비교하여 안정성을 평가하는 “직접변형률 평가법”을 제안하였다. 한계 및 파괴변형률은 암석공시체의 일축압축강도 시험의 결과를 이용하여 식 (4)와 (5)로 구하여진다. 그림 3은 일축압축강도 실험 결과에서 한계변형률  $\epsilon_0$  및 파괴변형률  $\epsilon_f$ 를 설명하기 위해 나타낸 개념도이다.

$$\text{한계변형률 } \epsilon_0 = \alpha_c/E \quad (4)$$

$$\text{파괴변형률 } \epsilon_f = \epsilon_0/(1-R_f) \quad (5)$$

여기서,  $\alpha_c$ 는 일축압축강도,  $E$ 는 탄성계수,  $R_f$ 는 그림 3의 쌍곡선 함수에서 파괴강도를 나타낸 것이



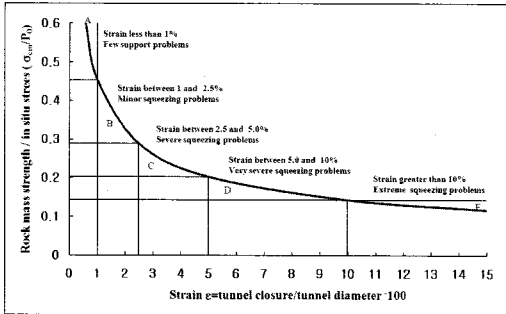


그림 7. 팽창성 지반에 있어서 터널 천단변형률과 지반강도비의 관계

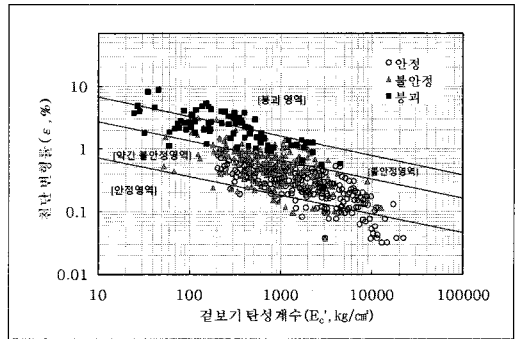


그림 8. 겔보기탄성계수에 의한 안정성 평가

및 지보설계에 이용될 수 있다고 생각된다.

또한, Hoek<sup>12)</sup>, Hoek과 Marinos<sup>13)</sup>, Hoek<sup>14)</sup>은 그림 7과 같이 터널에서 발생하는 변형률과 지보압의 관계를 통해 사전 설계에서 필요한 지보압을 구할 수 있는 도표를 제안하였다.

Sakurai<sup>17), 18)</sup>는 계측된 천단변위로부터 역계산 된 터널 주변의 탄성계수를 이용하여 터널의 안정성을 간단히 평가할 수 있는 방법을 제시하였으며, 이를 “겔보기 탄성계수에 의한 평가법”이라 하였다. 흙, 암석 또는 암반의 실제 탄성계수와 구별하기 위해 터널 변위로부터 역계산 된 탄성계수를 일반적으로 “겔보기 탄성계수”라 부른다. 식 (6), (7)은 탄성 이론<sup>20)</sup>로부터 겔보기 탄성계수를 구하기 위한 식이다. 여기서,  $E_c'$ ,  $E_h'$ 는 천단변위와 내공변위에서 구한 겔보기 탄성계수이며,  $\nu$ 는 포아송비,  $a$ 는 터널의 반경,  $U_c'$ 는 계측된 천단변위,  $U_h'$ 는 계측된 내공변위,  $K_0'$ 는 겔보기 초기응력을 의미한다.  $K_0'$ 는 식 (8)로 구할 수 있다.

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

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

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

Sakurai<sup>12), 13)</sup>는 겔보기 탄성계수와 막장의 상태, 즉 안정, 불안정 및 붕괴와의 관계를 연구하였다. 그림 8은 터널 천단 변위로부터 계산된 겔보기 탄성계수와 막장상태에 관한 관계를 분석한 것이다.

겔보기 탄성계수에 의한 방법은 굴착 중인 원지반의 물성치와 터널의 크기, 터널에서 지표부의 토피비, 계측된 변위로서 대략적인 막장안정성의 평가가 가능함을 알 수 있다.

### 3.2 보강공법에 의한 겔보기 물성치의 평가방법

설계당시의 막장안정성 평가는 Schofield 방법, 일본 건설성 토목연구소의 막장안정지수에 의한 방법, Sakurai의 직접변형률 평가법 및 겔보기 탄성계수에 의한 방법, 지반 강도비에 의한 방법에 의해 개

## 정량적인 막장 안정성 평가기법을 이용한 NATM 터널의 보강공법 평가

략적으로 가능하지만, 시공 중 막장 안정성에 문제가 되는 지반의 경우에는 대책공법의 적용과 함께 보강효과에 따른 원 지반 물성치를 재평가할 필요성이 있다.

보강공법에 의한 터널주변의 응력과 변형상태의 개선 효과를 정량적으로 나타내기는 현실적으로 어렵다. 이와 같은 경우, 시공된 후 계측된 침하량을 통해 원지반 물성치를 판단해 안정성을 논할 필요성도 제기되고 있다.

Muir<sup>15)</sup>와 Grasso 등<sup>16)</sup>은 터널에 보강되어진 락볼트의 효과를 유효 점착력의 증가로 나타내었다. 또한, Sakurai<sup>18)</sup>는 계측된 변위로부터 겹보기 탄성계수를 구하여 원 지반 탄성계수와 비교하여 보강공법 및 시공법의 효과를 정량적으로 파악한 사례는 있다.

본 연구에서는 대책공법의 평가에 있어서 계측되어진 변위를 통한 겹보기 물성치 평가를 수행하였다. 식 (6)과 (7)에서 구한 겹보기 탄성계수를 적용하여 겹보기 일축압축 강도를 식 (9)와 같이 구한다.

$$q_u' = E' \cdot \varepsilon_0 \quad (9)$$

여기서, 겹보기 탄성계수  $E'$ 와  $q_u'$ 는 보강공법에 의해 개선된 겹보기 물성치를 의미한다. 한계변형률  $\varepsilon_0$ 은 지반재료의 고유한 값이므로 실내 시험에서 구한 값을 사용한다. 일반적으로 일축압축강도와 점착력, 내부마찰각의 관계는 식 (10)과 같다.

$$q_u = \frac{c \cdot [1 - \sin(\phi)]}{2 \cdot \cos(\phi)} \quad (10)$$

원지반의 겹보기 점착력을 구하기 위해 식 (10)을 수정하면 식 (11)과 같다.

$$c' = \frac{q_u' [1 - \sin(\phi)]}{2 \cdot \cos(\phi)} \quad (11)$$

식 (11)에서  $c'$ 는 겹보기 점착력,  $q_u'$ 는 식 (8)에서 구한 겹보기 일축압축강도,  $\phi$ 는 내부마찰각을 의미한다. 내부마찰각  $\phi$ 은 실내시험에서 구한 값이다. 대책공법의 보강효과는 식 (6), (7), (10), (11)에서 구

표 2. 본 연구에 사용 되어진 터널 계측단면 정보

구분 No.	지보패턴			굴착방법 (주)*	보조공법 종류	막장의 지립성 (주)**
	숏크리트(cm)	락볼트(대)	지보공			
NT-17	15	10	100	△	웰포인트, 그라우팅(약액주입공법)	○
NT-22	20	13	@1.0 Mu-29	○	-	○
NT-24	20	14	-	■	그라우팅(약액주입공법), 시트파일	○
NT-28	20	19	@1.0 150	□	휩폴링, 물뺀기공, 시트파일	○
NR-11	15	18	a=1.0, H=150	○	물뺀기공, 휩폴링	△
NR-12	15	18	a=1.0, H=150	○	물뺀기공, 휩폴링	△
NR-22	20	0	a=0.75, H=200	■	휩폴링, 그라우팅(약액주입공법)	△
NR-4	20	21	a=0.75, H=150	○	그라우팅(약액주입공법)	△
NO-1	10	-	a=1.2, H=100	◎	그라우팅(약액주입공법)	○
NO-3	7	-	a=1.5, L=90	◎	시트파일, 그라우팅(약액주입공법)	○

(주)\* ◎ 전단면, □ 축벽도강, ○ 상반숏트, △ 상반링숏트, ▲ 미니벤치, ■ 사이드숏트  
(주)\*\* ○ 안정, △ 불안정, × 붕락

표 3. 설계단계와 시공단계에서의 막장안정성 평가

터널 단면 No.	대책 공법 유무	막장 자립성	설계단계(보강공법 사용 전)					시공단계(보강공법 사용 후)					대책공 효율	
			N	c/rD	q/rh	한계 변형률	겉보기 탄성계수	N	c'/rD	q'/rh	한계 변형률	탄성계수	탄성계수	점착력
NT-17	○	○	○	×	×	△	△	○	○	○	○	△	3.79	3.95
NT-22	×	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	1.23	0.98
NT-24	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	2.72	2.46
NT-28	○	○	○	○	×	△	×	○	○	○	○	△	16.87	16.87
NR-11	○	△	○	○	○	×	×	○	○	○	△	△	4.42	4.35
NR-12	○	△	○	○	×	×	×	○	○	○	○	△	13.61	12.97
NR-22	○	△	○	×	○	△	×	○	○	○	○	△	3.36	12.68
NR-4	○	△	○	○	×	△	△	○	○	○	○	○	5.35	1.23
NO-1	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○	1.95	1.20
NO-3	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	△	1.55	1.25

주) ○안정, △불안정, ×붕락

한 겉보기 물성치를 원지반 물성치로 나누어서 나타낼 수 있다. 식 (12), (13)은 대책공법의 효과비를 나타낸 것이다. 본 연구에서는 식 (12), (13)을 터널 보강공법에 따른 효과비로 사용하였다.

$$\text{탄성계수의 효과비} = E' / E \quad (12)$$

$$\text{점착력의 효과비} = c' / c \quad (13)$$

#### 4. 실제 사례분석을 통한 막장 안정성 및 보강공법의 평가

본 장에서는 막장의 안정성 평가지표에 대한 적용성 및 보강공법의 평가를 고찰하기 위해 기존의 현장 자료를 분석하였다. 붕락된 터널 2개소와 불안정한 터널 4개소 안정한 터널 4개소를 이용하였다. 표 2는 적용된 터널의 정보를 나타낸 것이다. 본 연구에서 막장 안정성 지수의 평가는 위의 5가지 방법을 이

용하였다. 보강 후 겉보기 물성치는 식 (6), (7), (10)과 (11)을 이용하였으며, 보강공법에 따른 효과율은 식 (12), (13)과 (14)로 구하였다.

표 3은 설계와 시공 단계에서의 막장안정성 평가 및 보강공법 효과를 나타낸 것이다. 그림 9는 Schofield가 제안한 안정성 지표 N과 토파비, H/D를 이용하여 대책공법의 효과를 평가한 것이며, 모든 단면에서 안전한 결과를 보였다.

그림 10은 막장안정지수, C/γD로 분석한 결과이며, 모든 단면에서 안전한 결과가 나타남을 알 수 있다.

그림 11은 천단변형률과 일축압축강도의 관계를 이용하여 터널의 안정성을 분석한 결과로서 NR-11과 NR-12는 불안정영역, 그 외 단면들은 안정한 영역에 있음을 알 수 있다.

그림 12는 지반 강도비에 의해 검토된 보강공법 적용후의 효과를 평가한 것으로서 모든 단면에서 안정한 결과가 나타남을 알 수 있다.

그림 13은 겉보기 탄성계수와 천단변형률의 관계



## 정량적인 막장 안정성 평가기법을 이용한 NATM 터널의 보강공법 평가

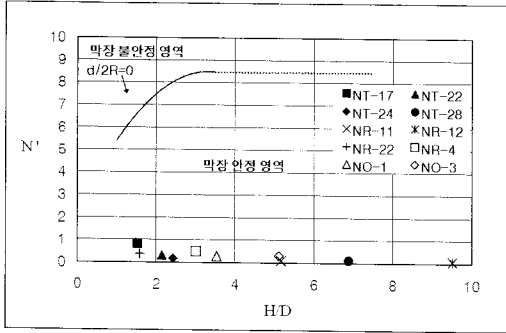


그림 9. Schofield 판정도에 의한 시공 후 안정성 평가

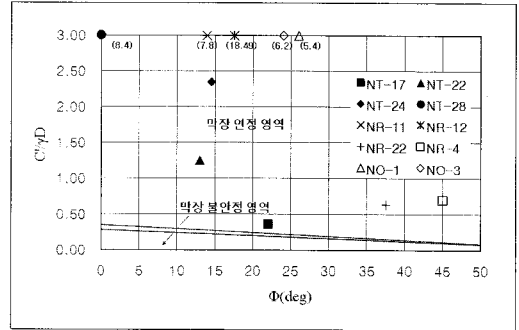


그림 10. 일본 토목연구소의 방법에 의한 시공 후 안정성 평가

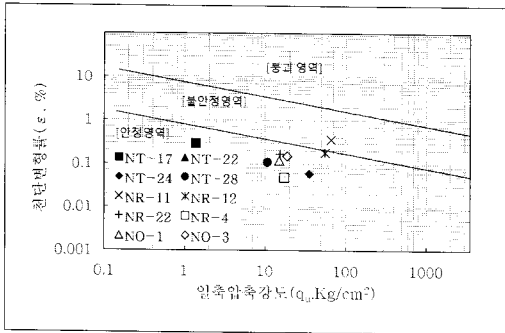


그림 11. 한계변형률 평가법에 의한 시공 후 안정성 평가

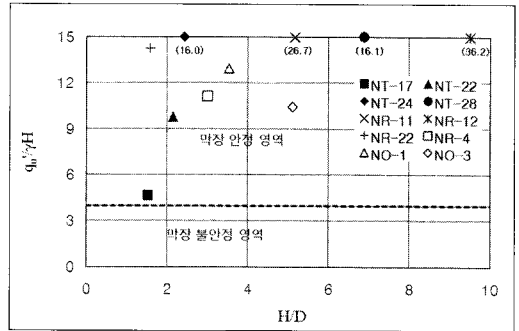


그림 12. 지반 강도비를 이용한 시공 후 안정성 평가

로 터널의 안정성을 분석한 결과로서 NR-11, NR-22, NT-17, NR-12, NO-3, NT-28은 불안정영역에, NT-22, NT-24, NR-4, NO-1은 안정영역에 포함되어 있는 것을 알 수 있다.

설계단계의 경우 실내시험에서 구한 원 지반 물성치를 앞의 5가지 막장 안정성지수에 대입하여 분석하였다. 표 3에서 시공 단계에서의 막장안정성 평가와 보강공법의 효과는 그림 9~13에 정리하였다.

설계단계에서 Schofield의  $N'$ 값은 설계와 시공단계 모든 단면에서 안정하다고 나타났다. 일본토목연구소의 막장안정지수는 설계단계에서 NT-17, NR-22가 불안정하게 나타났으며, 시공단계에서 모든 단면이 안정하다고 나타났다. 지반강도비는 설계단계에서 NT-17, NT-28, NR-12, NR-4 단면

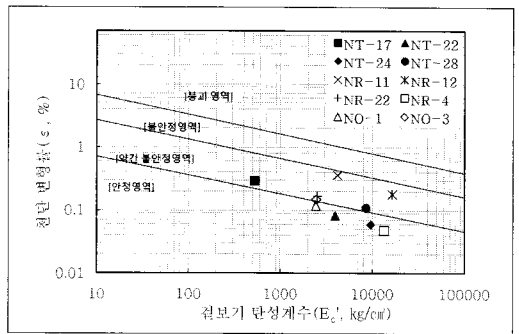


그림 13. 겉보기 탄성계수에 의한 시공 후 안정성 평가

이 불안정하게 나타났으며, 시공단계의 경우 모든 단면이 안전하다는 결과가 나타났다. 한계변형률에서는 설계단계에서 전체 터널단면이 불안정 또는 붕락의 위험성이 있다는 결과가 나왔으며, 시공단계의 경우 NR-11, NR-12 단면이 불안정, 나머지 단면은

안전하다는 결과가 나타났다. 겹보기 탄성계수에 의한 평가에서 설계단계의 경우 전체 터널단면이 불안정 또는 붕락의 위험성이 있다는 결과가 나왔으며, 시공단계에서는 NT-17, NT-28, NR-11, NR-12, NR-22, NO-3 단면이 불안정, 나머지 단면에서는 안전하다는 결과가 나타났다. 표 3에서 실제 시공 사례를 보면 NT-22를 제외한 단면에서 보강공법이 적용되었으며, 이는 설계단면에서 보강공법 적용 여부를 결정할 수 있다. 시공결과에서 NR-11, NR-12, NR-22, NR-4는 막장 자립성이 불량한 결과가 나타났다. 표 3으로부터 한계변형률과 겹보기 탄성계수에 의한 평가방법이 설계단계에서 전체 단면이 불안정 또는 붕락의 위험성과 함께 보강공법이 필요함을 나타내었으며, 시공단계에서 NT-17, NT-28, NR-11, NR-12, NR-22, NO-3 단면이 불안정 영역을 나타내어 실제 사례와 유사한 결과를 나타내었으므로 다른 4개의 평가지수보다도 타당성이 있음을 알 수 있었다. 표 3의 보강공법 효과비는 식 (12), (13)을 통해 구해졌다. 표 3으로부터 NT-28의 휘폴링, 물빼기공, steel pile 공법이 적용될 경우 보강공법에 따른 터널 주변의 탄성계수와 점착력 개선의 효과가 가장 크게 나타났다. 또한, NR-4의 그라우팅 공법은 탄성계수증가에는 효과가 있으나, 점착력의 증가효과는 적게 나타남을 알 수 있다.

## 5. 결론 및 차후 연구계획

본 연구는 기존의 시공사례를 통해 막장안정성 평가 및 대책공법의 보강효과를 분석한 것이다. 막장의 안정성 평가는 Schofield, 일본 건설성의 막장안정지수, 겹보기탄성계수, 직접변형률, 지반강도비

평가법을 이용하였다. 보강공법의 효과는 설계당시의 원 지반 물성치와 시공 후 계측된 변위로부터 계산된 겹보기 물성치로 나타내었다.

시공전과 후의 막장안정성 평가에 있어서는 한계변형률과 겹보기 탄성계수를 이용한 방법이 실제 시공사례와 부합되는 결과가 나타났다. 대책공법의 효과에 있어서는 휘폴링, 물빼기공, 천단부 시트파일 보강공법이 모두 적용될 경우 보강공법에 따른 터널 주변의 탄성계수와 점착력 개선의 효과가 큼을 알 수 있었다. 본 연구는 10 개소 정도의 터널 사례를 분석하였는데, 향후 적용된 방법의 적합성을 위해 보다 많은 데이터를 추가하여 한계변형률과 겹보기 탄성계수에 의한 평가방법을 중심으로 연구를 수행해 나갈 예정이다.

## 참고 문헌

1. 김성구, 나승훈, 문상호. (2004), "불량암질 지역의 터널에 발생한 붕락사고 대응사례", 한국터널공학회지, Vol. 6, No. 01, pp.35~47.
2. 박봉기, 황제돈, 박치면, 김상수. (2005), "터널 시공중 붕락발생 원인과 최신 보강기술", 2005 지반공학 공동 학술발표회, 논문 및 초록집, pp. 140~153.
3. 백기현, 노종륜, 김용일, 조상국, 황낙연. (2005), "NATM터널 저토피 구간에서의 막장붕락 사례연구", 터널과 지하공간, 한국암반공학회지, 제15권 제2호, pp. 102~110.
4. 백기현, 노종륜, 김용일, 최용성. (2007), "00터널 붕락 구간 및 저토피 통과구간에 대한 보강 사례 연구", 2007 한국암반공학회 특별 심포지엄 논문집, pp. 295~304.
5. 신후성, 이성호, 배규진. (2007), "붕괴터널 사례 DB에 기반

## 정량적인 막장 안정성 평가기법을 이용한 NATM 터널의 보강공법 평가

- 한 터널 붕괴 위험도 지수 산정 및 평가기법 개발”, 2007 한국터널공학회 정기학술발표회 논문집, pp.140~153.
6. Japan Society of Civil Engineers, “Japanese standard for mountain tunneling”, The Fifth edition, 1996. pp.162.
  7. 眞下英人・猪熊明: トンネル切羽安定性に関する遠心力模型實驗, トンネル工學研究論文報告集, Vpl.7 No.12, 1993.12
  8. 農林省構造改善局: 土地改良事業計畫設計基準, 第3部設計第5編水路工(その3)第6章トンネル, pp.25~30, 1975.
  9. 補助工法選定上の要点, ジエオフロンテ研究會, 보조공법 WG, 2005.11
  10. Broms, B. B., and Bennermark, H. (1967), “Stability of Clay at Vertical Openings”, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM1, pp.71~94.
  11. Hoek, E. (1998), “Tunnel support in weak rock”, keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan.
  12. Hoek, E. (2001), “Big tunnels in bad rock”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, No.9, pp.726~740.
  13. Hoek, E. and Marinos, P. (2000), “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”, Tunnels and Tunnelling.
  14. Grasso, P., Mahtab, A., and Pelizza, S. (1989), “Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations”, In: K. Y. Lo(Editor), Proc. of Int. Congress on Progress and Innovation in Tunnelling, Toronto, Canada, Vol.2, pp.663~670.
  15. Muir Wood, A. M. (1979), “Ground behavior and support for mining and tunnelling”, Proc. Tunnelling '79. IMM, London, pp.xi~xxii.
  16. Peck, R. B. (1969), “Deep excavations and tunneling in soft ground”, Proceedings 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, State-of-the-Art Volume, pp.225~290.
  17. Sakurai, S. (1982), “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels”, Journal of Geotechnical Engineering, JSCE, Vol.317, pp. 93~100.
  18. Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, pp.453~460.
  19. Sakurai, S. (1998), Practice of Urban Tunnels, Kajima Publ., p.241.
  20. Schofield, A. N. (1980), “Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations”, Geotechnique, Volume 30, No 3, pp. 227~268.
  21. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers (2004), Tunnel lining design guide, Thomas Telford, pp.184.