

# 미고결 저토피성 NATM터널의 굴착에 따른 변형거동의 분석

## Analysis on Deformation Behavior of Sallow NATM Tunnel with Unconsolidated Ground During Excavation

이재호<sup>1\*</sup> (경북대학교 박사후 연수연구원)  
 김광일<sup>2</sup> (경북대학교 토목공학과 박사과정)  
 김영수<sup>3</sup> (경북대학교 토목공학과 교수)  
 김교원<sup>4</sup> (경북대학교 지질학과 교수)  
 정윤영<sup>5</sup> (청석엔지니어링, 터널사업부 차장)

### 1. 서론

터널굴착에 있어서 직면하게 되는 특수한 지질상황으로서 (1) 파괴를 수반하지 않고 소성적으로 압출된 지반(Squeezing ground), (2) 높은 토압, 대량의 지하수 유입으로 인하여 위험한 지반(Ground with danger of high-pressure, large quantities of water inflows) (3) 저토피 미고결성 지반(Unconsolidated ground with shallow depth), (4) 높은 지열 에너지, 온천, 위험성 가스를 동반한 지반(Ground with high levels of geothermal energy, hot springs, or toxic gases) (5) 암반 파열을 동반한 지반(Ground with danger of rock bursts) 등이 있다<sup>13)</sup>. 도심지 터널의 경우 산악지역보다 지반조건의 변화가 크고, 지반이 지하수위아래의 저토피 미고결 구간을 통과하며, 표준지보공법의 적용이 어려운 것도 사실이다. 비슷한 지반이나 굴착조건을 기본으로 지보공법을 설정하여 수치해석에 의해 터널 내공 변위량, 지보응력, 지표면 침하량 등을 산정하고, 그 결과를 고려하여 지보공법을 결정하는 방법이 일반적인 설계방법이다<sup>12), 13)</sup>. 도심지 터널공사에 있어서 우선 연구되어야 할 사항으로 미고결 지반에서의 굴착에 따른 변형거동의 파악, 지표면침하의 변형거동을 재현할 수 있는 수치해석기법의 개발, 지보 및 보조공법의 평가, 지하수문제, 막장안정성과 관련된 관리기준치의 설정 등이 있다. 이에 본 논문에서는 저토피 미고결 지반에서 터널굴착에 따른 변형거동의 정량적인 평가방법에 대한 확립을 목표로 최근 시공되어진 NATM터널 시공사례에 대해 계측되어진 데이터 분석, 비선형수치해석을 통한 변형거동의 이해 그리고 인공신경망을 통한 침하 예측을 수행하였다. 이러한 연구 성과를 통해 최종목적인 터널굴착에 따른 변형거동의 정량적인 평가방법에 대해 방향을 제시하고자 한다.

### 2. 시공 상황과 터널의 설계

#### 2.1 시공 개요

본 검토에는 일본 아오모리지역의 동북간선 터널 시공에서의 12터널 중 A, B, C, D의 4개 터널을 연구대상으로 하였다. 그림 1은 연구 대상터널의 위치도이다. 이 구간의 지형은

제4기 신 갱신세에 형성되어진 지질을 대상으로 하였다. 터널의 토피는 5m에서 45m로 특히, B와 D터널은 10에서 20미터의 저토피에서 시공이 수행되어졌다. 지질특성으로는 신제3기층 선신세로부터 제4기 신 갱신세에 걸쳐 퇴적되어진 세립분 함유율이 적고, 입경이 균일한 미고결의 사층으로 구성되어져 있으며, 똑같은 시기에 퇴적되어진 실트층이 서로 층을 이루며 분포되어져 있다. 지표면부근의 표층은 화산층이 퇴적되어져 있다. 연구대상 지역의 위치는 그림 1과 같으며, 연구터널의 개요는 표 1에 나타내었다.



그림 1. 연구대상 터널의 위치

표 1. 터널의 개요

터널 명칭	터널 길이(m)	평균토피(m)	지질	주요 보조공법
A	1,090	22	제4기 갱신세 모래층·실트층이 주를 이룸	Footing Pile
B	3,810	12		Deep well(DW)
C	1,265	23		DW, Long Forepoling
D	2,070	8		지반개량, DW, steel pipe sheet pile

## 2.2 지질의 상황

표 2에 대표적인 지반 물성치를 표시하였다. 표 2의 지반 물성치는 시추조사와 막장에서 채취된 시료에 대해 실시되어진 실내시험의 결과를 정리한 것이다.

표 2. 대표적인 지반 물성치

	표 층 · 풍화 퇴적도	실트 층	모래 층
N 치	0~10	10~50	24~50
습윤밀도 $\gamma_t(g/cm^3)$	1.37~1.65	1.53~1.63	1.74~2.00
흙 입자밀도 $\rho_s(g/cm^3)$	2.59~2.74	2.56~2.66	2.63~2.83
함수비 $w(\%)$	49.7~113.5	45.9~75.8	18.8~39.8
간극비 $e$	1.55~3.15	1.45~2.01	0.69~1.12
세립분함유율 $F_c(\%)$	64.4~92.3	60.3~92.9	6.8~23.9
상대밀도 $D_r(\%)$	-	-	92~135
균등계수 $U_c$	-	-	0.7~1.1
일축압축강도 (kPa)	32~279	202~422	-
내부마찰각 ( $^\circ$ )	-	-	30~40
점착력 (kPa)	32~73	300	0~80

지질은 각각의 터널에 대해서 조금씩 다르지만, 대표적인 지질을 표층 풍화토, 실트층, 사질층 3종류로 공학적인 분류를 수행하였다. 사질층에 대해서 세립분 함유량( $F_c$ )는 5~20% 정도, 균등계수( $U_c$ )는 약 3~10%정도에 다수 분포되어 있으며, 일반적으로 유사현상이 일어나기 쉬운  $F_c < 10\%$ 와  $U_c < 5\%$ 의 영역도 많이 포함되어져 있음을 알 수 있었다. 홍적 점성토로 구성된 실트층의 경우, 일축압축강도는 300kPa 정도로 크고, N값도 10에서 50으로 폭이 넓게 구성되어져 있으며, 전체적으로 과압밀 되어져 있음을 알 수 있다.

### 2.3 터널의 설계

터널의 대표적인 단면은 그림 2와 같으며, 전 구간에 인버트가 시공되어져 있다. 강제지보공은 H125-150, 슛콘크리트는 두께 15-20cm, 락볼트는 8-12본/단면으로 구성되어져 있다. 보조공법에 대해서는 천단과 막장이 비교적 안정한 구간에는 포아보링 등의 간단한 공법을 적용하였으며, 천단이 불안정한 구간에서는 (C터널과 D터널의 일부구간 등) 주입식 Long Forepoling과 steel pipe sheet pile을 병용해 굴착을 수행하였다. 또한, 각부침하가 큰 터널 구간에서는 각부파일등도 적용하였다. 지하수위가 높거나, 지하수로 인한 터널의 불안정성이 추정되어지는 구간에서는 덤벨과 웰포인트 등의 지하수위저하공법을 적용하였다.

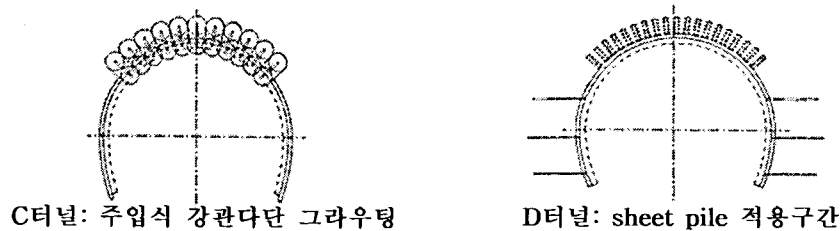


그림 2. 대표적인 터널 단면도

## 3. 계측결과를 통한 변형거동의 분석

### 3.1 터널거동

#### (1) 지층구조와 천단침하와의 관계

막장의 지질을 사층, 실트 층으로 나누어 각각의 위치관계에 의해 지층구성을 조건 1에서 4의 네 가지 형태로 나누어 막장의 지층 구성과 터널 침하의 관계를 설명해보았다(그림 3). 지반개량을 수행한 구간과 이탄(peat)층이 출현하는 구간에 대해서는 특별한 구간으로 선정되어 계측분석에서 제외하였다. 그림 3에 지층구성과 천단침하량의 평균치와의 관계를 표시했다. 그림 3에 있어서 조건 3인 상부에 모래층, 하부에 실트층인 호층인 조건이 다른 조건보다 침하가 크게 발생하였다. 조건 3에서는 실트 층의 영향으로 지하수위 저하공법의 효과가 적고, 막장에 대수(Aquifer)하기 쉽고, 각부의 이화(泥化), 천단의 불안정화가 생기기 쉽다고 생각되어 진다. 조건 2와 4는 조건 3과 비교해 지하수의 처리가 쉬우므로 침하가 적게 발생하는 것으로 사료된다. 조건 1에 대해서는 막장이 실트 층으로 피복되어져 원래 용수가 적은 원인으로 사료된다.

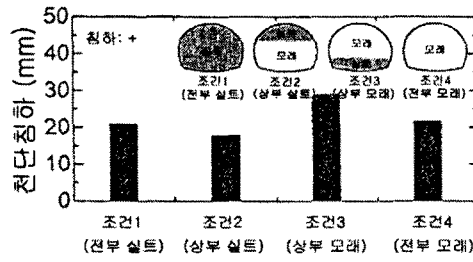


그림 3. 지층 구성과 천단침하량의 관계

(2) 천단침하, 내공변위 그리고 각부침하량의 관계

그림 4는 천단침하와 각부침하의 관계를 표시한 곡선이다. 그림에서 천단침하와 각부침하는 대략 1:1의 관계가 있음을 알 수 있다. 그림 5는 내공변위와 천단침하의 관계 곡선이다. 그림 5에서 천단침하가 내공변위보다 더 많이 발생함을 알 수 있었다. 그림에서 (-)가 터널의 축소를, (+)가 터널의 확대를 나타낸다.

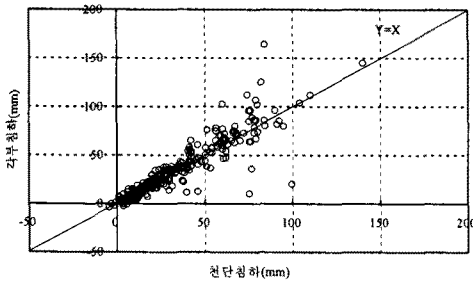


그림 4. 천단침하와 각부침하량의 관계

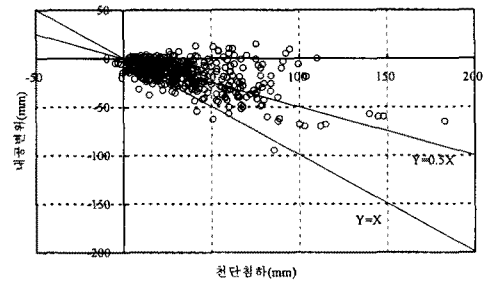


그림 5. 천단침하와 내공변위량의 관계

(3) 상반 변위와 최종 변위의 관계

최종 침하량의 예측에 있어서 상반 도착 시의 변위와의 상관관계가 많이 이용되어 진다. 그림 6는 천단침하, 내공변위, 각부침하의 상반 도착과 완성 때의 변위 값을 나타낸 것이다. 그림 6에서 대체적으로 상반과 최종 변위는 1:1에서 1:2정도임을 알 수 있다.

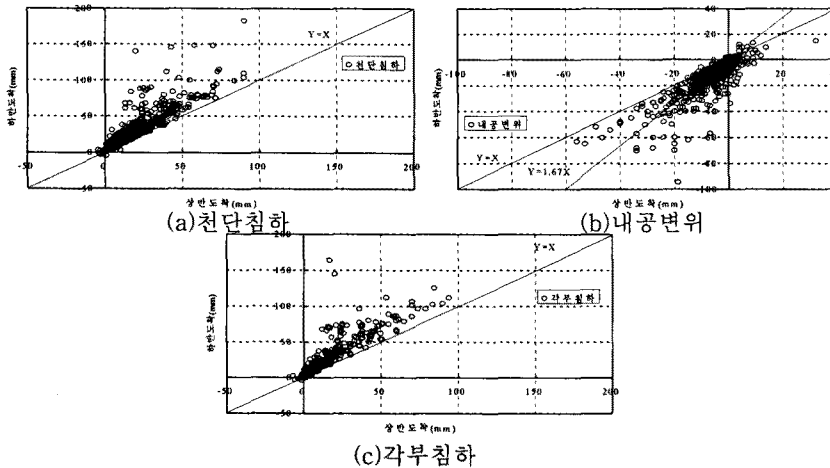


그림 6. 상반 도착과 완성 시의 터널거동 관계

### 3.2 지표면침하

#### (1) 천단침하와의 관계

그림 7은 B터널과 D터널에서의 지표면침하와 천단침하의 관계 곡선이다. 그림 7에서 지표면 침하량과 천단침하량이 같거나 지표면침하량이 조금 더 큰 경향을 나타내고 있다. 지표면침하량의 경우, 막장도착까지의 선행변위가 포함되어져 있기 때문에 천단침하보다 약간 큰 경향을 나타내어진다고 생각된다. 이와 같은 경향을 고려한다면, 지표면침하량과 천단침하량은 대체적으로 1:1로 나타남을 알 수 있다. 그림 4의 천단침하와 각부침하의 관계를 고려하면, 지표면침하=천단침하=각부침하인 공동침하현상이 나타남을 알 수 있다. 공동침하현상으로 인하여 저토포 미고결 지반에서의 터널시공은 그라운드아치가 형성되기 어렵다.

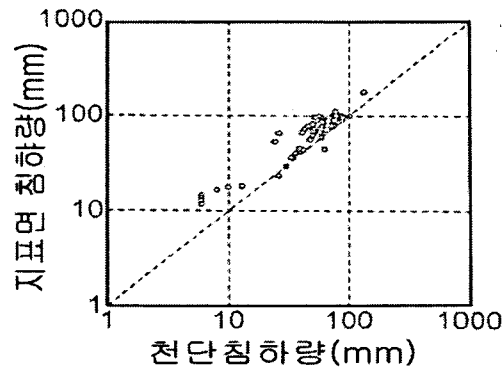


그림 7. 지표면침하와 천단침하의 관계

#### (2) 지표면침하곡선의 예측

지표면 침하곡선의 예측은 도심지터널굴착에 있어서 중요한 요소이다<sup>12), 13), 14)</sup>. 그림 8과 식 1은 지표면 침하곡선식을 나타낸 것이다. 그림 9는 지표면침하 예측결과와 예측곡선을 나타낸 것이다. 그림에서 지표면 침하곡선은 매우 협소한 침하범위를 나타냄을 알 수 있으며, 미고결 지반에서 식 (1)을 이용할 경우, 계수  $a$ 는 2정도가 타당하다고 사료된다.

$$S = S_0 e^{-\alpha X} \quad (1)$$

$$X = (x/z)^2$$

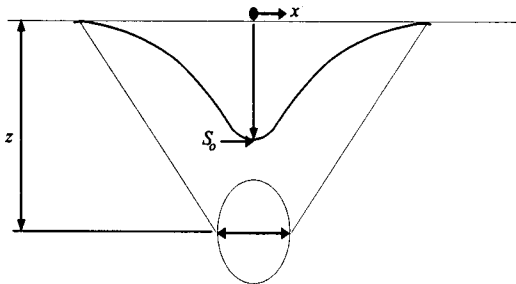


그림 8. 지표면 곡선식을 위한 개요

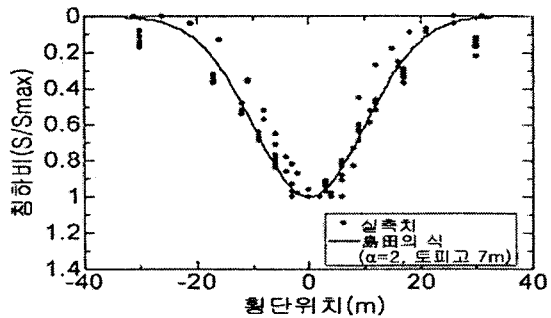


그림 9. 지표면침하의 예측곡선과 계측치 비교

### 3.3 주변 지반의 거동

그림 10은 B터널에서 실시되어진 지중변위 계측의 결과를 보여주는 것으로서 상반 막장 도착, 상반 막장 통과 후 30미터, 하반막장 통과 후 30미터일 때의 변위곡선의 변화양상이다. 그림 10에서 터널 직상부의 침하량은 심도에 따라 큰 차이가 보이지 않으며, 이는 터널 상반부분에서 지표 부까지 공동 침하양상을 보임을 알 수 있다. 또한, 상반 막장 통과 30미터 후는 상반 막장 도착 시의 변형모드와 똑같고, 단지 침하 크기만 발달하는 양상을 보였다. 하반의 굴착을 수행하면 변위양상은 터널 중심부로 향하는 변형거동이 발생하며, 터널 측방의 변위가 크게 일어나는 것을 알 수 있다. 터널중심부로부터 12미터 떨어진 변위는 6미터에서 떨어진 변위에 비해 작은 크기를 나타내며, 이것은 6미터이후의 측방 영향범위는 크지 않음을 알 수 있다.

그림 11는 지중의 전단 거동의 계측 결과를 표시한 것이다. 이는 지반 중에 파이프 변형계를 설치하여 터널의 굴착에 의한 휨변형에 의해 수행되어졌다. 결과적으로 휨 부호가 변화하는 지점이 관찰되었으며, 이 지점을 기준으로 터널 주변부의 이완현상이 일어나고 있음을 알 수 있다.

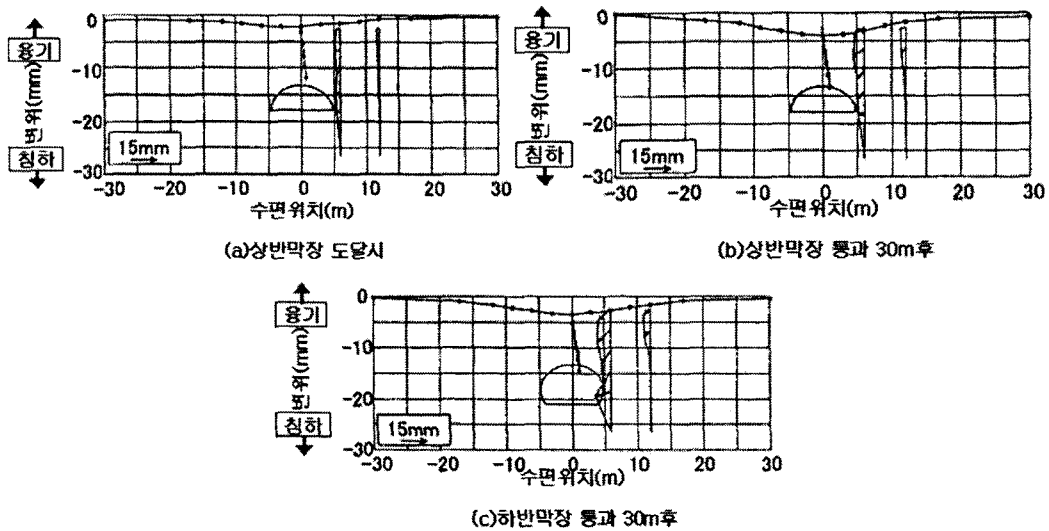


그림 10. 터널 굴착에 따른 지중변위 계측 결과

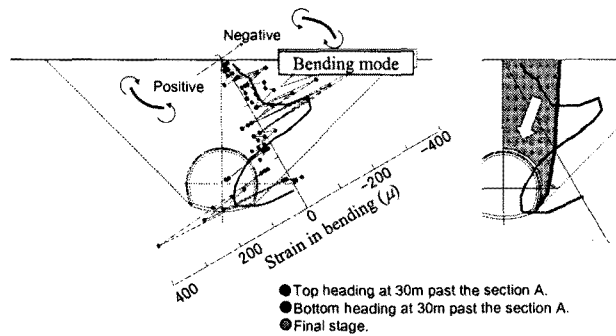


그림 11. 전단대 변위 계측 결과

## 4. 한계변형률과 겉보기 탄성계수를 이용한 막장 안정성 평가

### 4.1 한계변형률의 정의

Sakurai<sup>7), 8)</sup>는 현장에서 비교적 높은 정확도로서 계측을 할 수 있는 천단 및 내공변위에 중점을 두어 변위로부터 터널주변의 암반에 발생하고 있는 변형률을 추정하고, 그것을 실내 실험에서 구한 암석의 한계변형률 혹은 파괴변형률과 비교하여 정량적 안정성을 평가하는 “직접변형률 평가법”을 제안하였다.

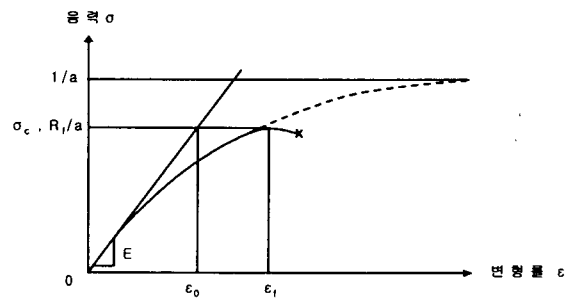


그림 12. 한계변형률 및 파괴변형률의 개념도

한계변형률과 파괴변형률은 암석공시체의 일축압축강도시험의 결과를 이용하여 식 (2)과 (3)로서 구하여진다. 그림 12는 한계변형률 및 파괴변형률에 대한 개념도를 나타낸 것이다.

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E} \quad (2)$$

$$\epsilon_f = \frac{\epsilon_0}{1 - R_f} \quad (3)$$

여기서,  $\epsilon_0$ 는 암석의 한계변형률,  $\epsilon_f$ 는 암석의 파괴 변형률,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도,  $E$ 는 탄성계수, 그리고  $R_f$ 는 쌍곡선 함수의 파괴 강도를 표시한 파라메타이다. 사쿠라이는 흙 및 암석에 대한 일축압축실험을 통해  $R_f$ 가 0.05에서 0.8정도의 범위임을 제시하였다.

### 4.2 한계변형률을 이용한 안정성 평가

그림 13은 다양한 토질 및 암석에 대한 일축압축 강도와 한계변형률의 관계를 나타낸 것이다. 그림 13에서 한계변형률은 일축압축강도의 증가와 함께 감소함을 알 수 있으며, 이러한 경향은 화강암과 같은 경암까지 연속적으로 관찰되었다. 그림 14은 굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널 직경으로 나누어 그 값을 중축의 변형률로 설정하고, 천단변위를 측정된 지반에서의 일축압축강도를 횡축으로 하여 표시하여 붕락된 현장과 안정한 현장을 분석한 결과이다. 그림 14에서 보는 바와 같이, 한계변형률의 불안정과 붕락 영역에 포함된 현장에는 시공 중 변상이 발생한 터널이 많이 포함되었음을 알 수 있다. 그림 14을 통해 그림 13의 한계변형률과 일축압축강도를 고려한 선이 터널안정성 평가를 위한 관리기준치로서 타당함을 알 수 있다.

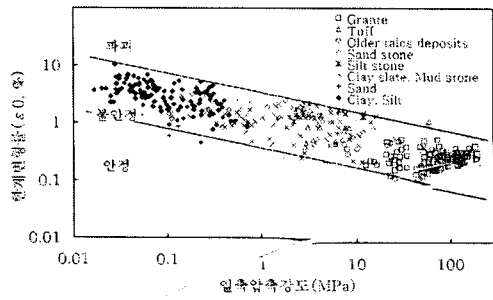


그림 13. 실내 실험에 의한 한계변형률과 일축압축강도의 관계

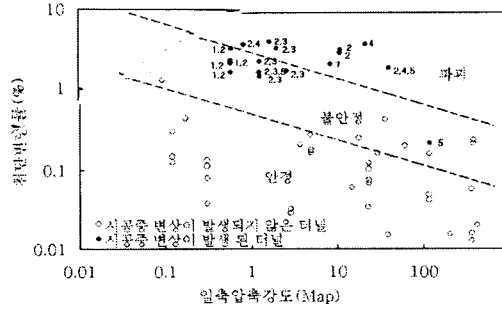


그림 14. 한계변형률의 기준선을 이용한 터널 안정성 평가 사례

### 4.3 겔보기탄성계수를 이용한 지보의 효율 평가

Sakurai<sup>9)</sup>는 계측된 값으로부터 역으로 구하여진 터널 주변의 거시적인 탄성계수를 이용하여 터널의 안정성을 간단히 평가할 수 있는 판정 도표를 제시하였으며, 이를 “겔보기 탄성계수에 의한 평가법”이라 하였다. 역계산된 탄성계수를 흙, 암석 또는 암반의 실제 탄성계수와 구별하기 위해 일반적으로 “겔보기 탄성계수”라 부른다. 겔보기 탄성계수를 위한 역계산은 이축응력이 작용하고 있는 무한 지반에 무지보상태의 원형 터널을 굴착한 경우에 생기는 지반의 변위를 이용하였다. 무한 탄성지반을 가정한 터널의 변위는 Timoshenko와 Goodier가 제시한 식으로 구할 수 있다.

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

원형터널의 경우 터널의 천단 및 내공변위는 식 (5)와 (6)로 간단히 나타낼 수 있다.  $U$ 는 터널 변위,  $a$ 는 터널 반경,  $r$ 은 터널 중심에서 임의의 점까지의 거리,  $\nu$ 는 포아송비를 나타내며,  $\alpha_y$ 는 연직방향의 응력,  $\alpha_x$ 는 수평 방향응력 그리고,  $\tau_{xy}$ 는 전단 응력을 나타낸다.

$$U_c = \frac{(1-\nu^2)\alpha\omega H}{E_s} \left\{ 2K_0 - \frac{(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right\} \quad (5)$$

$$U_h = \frac{(1-\nu^2)\alpha\omega H}{E_s} \left\{ 2 - \frac{(1-2\nu)}{(1-\nu)} K_0 \right\} \quad (6)$$

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 겔보기 물성치를 구하는데 사용된다. 식 (7)과 (8)은 식 (5)와 (6)에서의 탄성계수를 구하기 위해 역계산된 수식을 나타낸다. 여기서,  $E_c'$ 와  $E_h'$ 는 계측된 천단침하와 내공변위의 겔보기 탄성계수임을 알 수 있다.



$$E'_a = \left\{ \frac{(1-\nu)}{U'_c} \right\} \omega H \alpha \{ 2(1-\nu) \cdot K'_0 - (1-2\nu) \} \quad (7)$$

$$E'_t = \left\{ \frac{(1+\nu)}{U'_h} \right\} \omega H \alpha \{ 2(1-\nu) - (1-2\nu) \cdot K'_0 \} \quad (8)$$

여기서,  $U'_v$ 와  $U'_h$ 는 실제 현장에서 계측된 천단과 내공변위 값을 의미한다. Sakurai<sup>9)</sup>는 그림 15와 같이 실제 계측된 내공변위를 통한 천단변형률과 변위 값을 역계산한 겉보기 탄성계수의 관계를 막장의 상태와 함께 나타내었다. 막장은 안정, 불안정 그리고 파괴상태를 고려하였으며, 이 결과를 통해 그림에서 표시된 기준선을 제시하였다.

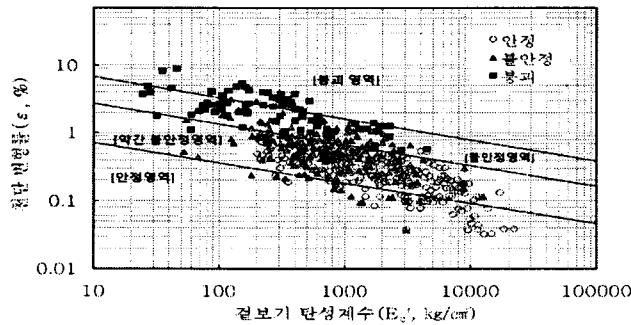


그림 15. 겉보기 탄성계수와 천단 변형률의 관계

그림 15에서 붕괴(■)와 불안정(▲)한 터널 단면의 경우 불안정과 붕괴 영역에 집중되어 있음을 알 수 있으며, 결과적으로 그림에서 제시된 영역으로 막장의 안정성 평가를 알 수 있다. Sakurai<sup>9)</sup>는 겉보기 탄성계수를 이용하여 지보 및 보조공법의 효과율을 평가하였다. 천단침하 및 내공변위의 효과율,  $E_{cf}$ , 은 원 지반 탄성계수,  $E$ , 와 겉보기 탄성계수,  $E'_c$  또는  $E'_h$ ,의 비를 고려하여 식 (9)과 같다.

$$E_{cf} = \frac{E'_c}{E} \quad (9)$$

Sakurai<sup>9)</sup>는 일본의 99공구 단면에서의 내공 변위와 지표면 침하에 대한 평균적인 겉보기 탄성계수 효과율을 정리하였다.

#### 4.4 직접변형률개념을 통한 계측관리의 적용

터널시공에 있어서 신속한 안정성평가를 위해 설계단계에서의 관리기준치 산정은 중요하다고 생각된다. 연구대상 터널에서의 관리기준치의 설정은 막장의 붕락을 터널변형으로 관리하는 직접변형 평가법을 적용하였다. 그림 13에 표시한 일축압축강도와 한계변형의 관계와 표 2에 표시된 본 대상터널의 일축압축강도를 고려하여 파괴변형률을 산정하였다. 파괴변형률 산정을 위해 파괴강도를 표시하는 파라메타  $R_f$ 는 0.6을 이용하였다. 파괴변형률을 내공변위 값으로 환산할 경우 막장도달 시점에는 이미 변위량의 30%정도가 발생하였으므로 내공변위의 관리기준치에 이용된 천단 침하의 변형률은 0.7  $\epsilon$ 를 이용하였다. 관리기준치로서 Level III는 파괴변형률을 환산한 터널 침하,  $U_{\text{Level III}}$ , Level II는  $U_{\text{Level III}}$ 의 75%,  $U_{\text{Level II}}$

II, Level I는  $U_{\text{Level III}}$ 의 50%,  $U_{\text{Level I}}$ 를 사용하였다. 그림 16은 본 대상터널에서 적용된 관리기준치와 계측 결과를 나타낸 것이다. Level I는 안정영역, Level I-II는 약간 불안정한 영역, Level II-III는 불안정한 영역, Level III이상은 위험한 영역이라고 가정한다면, 갱구거리 1500m 이상에서는 어떠한 대책이 필요함하다고 생각되어 진다. 시공 결과, 갱구거리 1500m 이상의 구간에서는 다양한 보조공법이 적용되었음을 알 수 있다. 그림 16의 계측된 최종변위가 설계단계에서 미리 예측되거나, 또는 시공 중 예측이 가능하다면 보다 신속한 안정성 평가를 수행할 수 있을 것이라 생각된다.

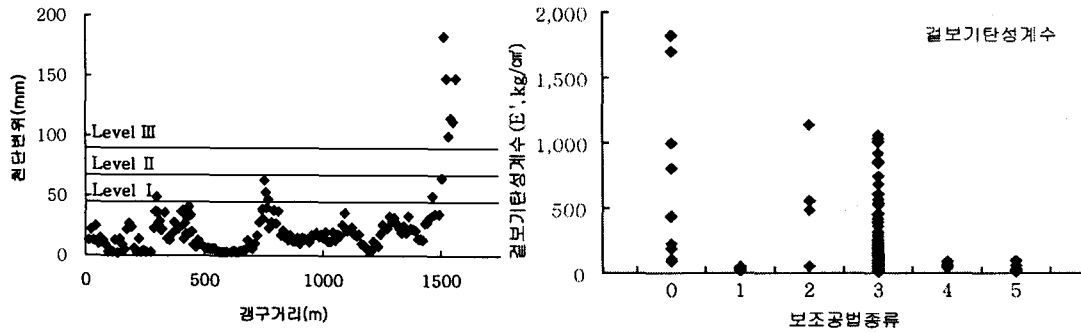


그림 16. 관리기준치와 계측된 변위 관계그림 17. 보조공법과 갯보기 탄성계수의 효과율

#### 4.5 갯보기 탄성계수에 의한 지보 효율 평가의 적용

그림 17은 B터널에 있어서 내공 변위에 대한 갯보기 탄성계수 효과율을 정리한 결과이다. 그림에서 x축의 번호는 보조공법의 종류를 나타낸 것으로, 표 3의 번호를 참조하여 나타낸 것이다. 그림 17에서 보는 바와 같이 갯보기 탄성계수가 작은 지반의 경우에 1, 4 그리고 5와 같이 억제효과가 높은 보조공법이 사용되었음을 알 수 있다.

표 3. 적용된 보조공법의 종류

보조공법 패턴	보조공법 종류
0	-
1	강관다단 그라우팅
2	볼트휘폴링(3m), 막장 슛크리트, 막장 볼트
3	강관휘폴링(3m), 막장 슛크리트, 막장 볼트
4	볼트휘폴링(6m), 강관 휘폴링, 막장 슛크리트, 막장 볼트
5	강관휘폴링(3m), 막장 슛크리트, 막장 볼트, 강관다단 그라우팅

### 5. 비선형 수치해석을 통한 변형거동의 예측과 실제

#### 5.1 해석에 의한 침하예측 현황

일반적으로 터널 굴착에 의한 지표면 침하나 지표 구조물변위의 예측 방법에는 유사 사례나 통계적 데이터를 참고한 수법이나 수치해석을 적용한 방법 등이 있다<sup>12), 13), 14)</sup>. 최근

는 복잡한 지형·지질조건이나 굴착패턴, 시공순서 등을 고려할 수 있는 FEM 해석의 대표적인 수치해석을 적용한 침하예측이 실시되는 경우가 많다. FEM 해석에서는 해석결과로서 지표면침하나 지표구조물의 변위가 상세하게 얻어지므로 적절한 해석조건을 결정하는 것으로 침하량을 비교적 정확하게 예측할 수 있다. 수치해석적인 결과를 평가할 경우에는 상기의 유사 사례에 의한 방법이나 간편식에 의한 방법과 서로 조합하여 종합적으로 판단할 필요가 있다. FEM 해석의 경우에는 침하의 발생이 광범위 및 완만한 침하형태를 나타내므로 침하량의 절대변위를 예측하여도 침하구배가 과소평가되는 경우가 있다. 일반적으로 지표구조물은 침하량이나 경사각으로 관리되므로 이와 같은 경우에는 지표구조물에 영향이 발생하게 된다. 본 연구에서는 지반의 전단변형률에 대응한 전단강성의 저하와 강도정수의 저하를 역학적인 모델에 도입한 비선형 FEM 해석, 변형률 연화모델<sup>1)</sup>을 이용하여 저토포 미고결 터널에 대하여 적용성을 검토해 보았다.

## 5.2 변형률 연화 모델의 개요

사쿠라이<sup>10)</sup> 등은 지반에 발생하는 거동을 전단변형률에 대응한 전단강성의 저하로 표현하였다. 응력( $\sigma'$ )와 변형률( $\epsilon'$ )의 관계를  $x'$ 축이 전단 sliding 선과 일치하는 국소 좌표계( $x', y'$ )로 식 (10)과 같이 가정하고 있다.

$$\{\sigma'\} = [D']\{\epsilon'\} \quad (10)$$

여기서  $[D']$ 는 sliding 선과 일치하는 방향의 국소좌표계이고 응력변형률 매트릭스인 2차원 평면 변형률 상태에서는 식(11)과 같이 된다.

$$[D'] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1+\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu)(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (11)$$

여기서,  $E$ 는 탄성계수,  $\nu$ 는 포아송비를 나타낸 것이다.  $m$ 은 물리적으로는 전단탄성계수와 탄성계수의 비( $G/E$ )이고, 시료의 이완에 따른 전단강성 저하를 나타내고 있다. 이방성 손상 파라메타  $d$ 와 전단변형률  $\gamma$ 간의 관계를 식(12)과 (13)로 나타낼 수 있으며, 전단변형률  $\gamma$ 의 증대에 따라 저하한다. 여기서  $\gamma_c$ 는 손상이 시작되는 전단변형률,  $m_e$ 는  $m$ 의 초기치(탄성 시에는  $1/(2(1+\nu))$ ),  $m_r$ 는  $m$ 의 잔류치 이다. 또  $a$ 는 이방성손상 파라메타  $d$ 의 변화와 관련된 계수이다.

$$m = \frac{1}{2(1+\nu)} - d \quad (12)$$

$$d = (m_e - m_r)[1 - \exp - 100a(\gamma - \gamma_c)] \quad (13)$$

제안된 수치해석 수법으로는 상기 방법에 그림 18과 19로 나타낸 것처럼 재료강도 (점착력  $c$ , 내부마찰각  $\phi$ )가 초기단계에서 정의된 값으로부터 파괴된 후에 순차적으로 저하되어 잔류치에 이르는 개념을 도입하였다<sup>1), 2)</sup>. 해석에서는 Sterpi<sup>11)</sup>이 제안한 초기치( $c_i, \phi_i$ )로부터

수렴치( $c_r, \phi_r$ )로 떨어질 때 전단변형률 증분 $\Delta\gamma$ 은 선형적으로 증가하는 개념을 적용하였으며, 이때  $\Delta\gamma$ 는 재료마다 일정한 값을 가짐을 알 수 있었다. 강도저하의 조건 설정에서 손상이 시작되는 전단변형률  $\gamma_c$ 는 교란되지 않은 시료를 비틀림 전단시험이나 링전단시험 등의 실내시험으로서 직접 구해진다. 본 논문은 해석모델의 현장 적용성에 관한 검토를 수행하기 위해 가능성 있는 몇 가지 연화패턴을 설정하여 현장의 변형거동을 예측하였다.

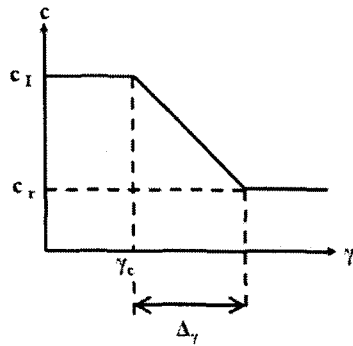


그림 18. 점착력  $c$ 와 최대전단변형률  $\gamma$ 의 관계

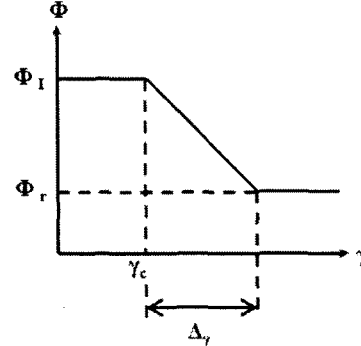


그림 19. 내부마찰각  $\phi$ 와 최대전단변형률  $\gamma$ 의 관계

### 5.3 연화모델을 이용한 터널의 변형거동의 실제와 예측

#### 5.3.1 대상터널의 개요

연구 대상으로 동북신간선 B터널은 홍적층 습지를 통과하는 연장 3,810m의 산악터널이다. 대상으로 되는 지반은 신 3기 선신세~제4기 갱신세에 퇴적한 홍적 모래층이다. 지하수위는 터널 천단상부의 10m에 존재하며, 점성토로 인하여 일부 피압상태임을 알 수 있다. B터널의 평면·종단면도를 그림 20, 터널 표준단면도를 그림 21에 나타내었다. 굴착은 그림 20의 좌측으로부터 진행하였다. 주변지반은 모래층(Nos)로 불리는 홍적사층이 막장에 출현하고 있다. 주변지반 모래층은 세립분 함유율이 8-20%정도, 균등계수는 평균 14정도이다. 지표면 침하 및 지중변위의 계측위치는 출구 측 갱구부로부터 습지가 끝나고, 지질·지형이 비교적 동일한 단면 a, 그리고, 도로와 교차하는 단면 b가 선정되었다. 토피는 모두 약 13m 정도이다.

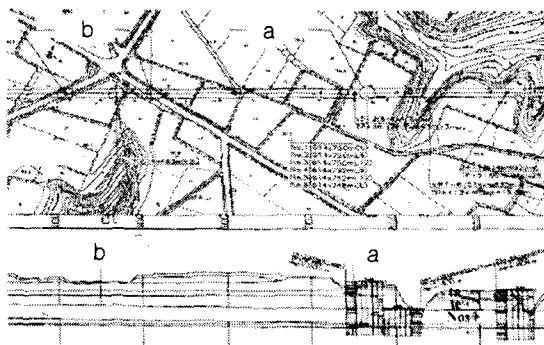


그림 20. B터널 평면과 종단면도

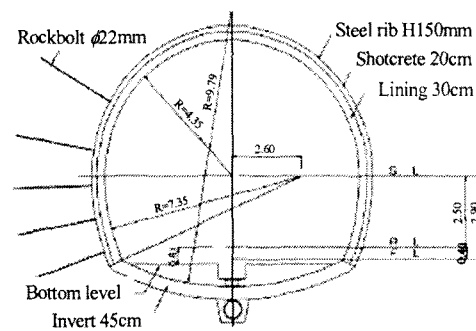
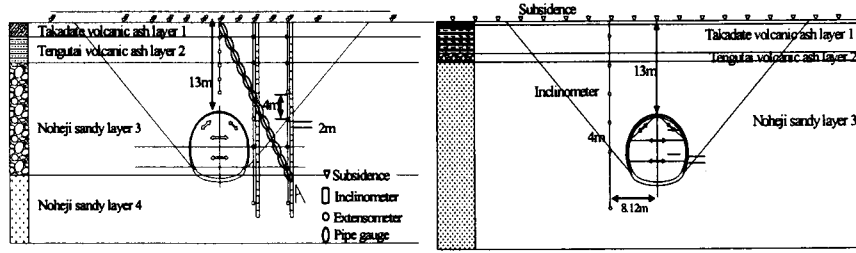


그림 21. 터널표준단면도



(a) a단면

(b) b단면

그림 22. a와 b단면에서의 계측공 단면도와 지층 상태

변형을 연화모델에 의한 수치해석은 계측된 단면 a와 b를 수행하였다. 그림 22는 a와 b 단면의 계측공단면도와 지층의 상태를 나타낸 것이다.

### 5.3.2 터널 해석 과정

#### (1) 해석모델 및 지반물성치의 설정방법의 작성

수치해석에 사용된 지반 물성치는 표 4와 같다. 표 4에서 점착력과 내부마찰각은 삼축압축시험의 평균치를 적용하였다.

표 4. 해석에 사용된 지반 물성치

Section A				
Material properties	Layer 1	Layer 2	Layer 3	Layer 4
	Takadate volcanic ash	Takadate volcanic ash	Noheji sandy	Noheji sandy
$r(kN/m^3)$	14	18	20	20
$E$ (MPa)	10	10	160	200
$\nu$	0.286	0.286	0.286	0.286
$\phi(^{\circ})$	0	0	35	35
$c$ (MPa)	30	45	30	50
Ratio of strength parameter, $\beta_{c, \phi}(\%)$	50	50	50	50
Strain incremental ratio, $\Delta \gamma$	0.01	0.01	0.01	0.01
Ratio of anisotropy reduction, $\beta_m(\%)$	50	50	50	50
Horizontal stress ratio, $K_0$	0.98			
Section B				
Material properties	Layer 1	Layer 2	Layer 3	
	Takadate volcanic ash	Tengutai volcanic ash	Noheji sandy	
$r(kN/m^3)$	14	18	20	
$E$ (MPa)	8	8	128	
$\nu$	0.286	0.286	0.286	
$\phi(^{\circ})$	30	45	30	
$c$ (MPa)	0	0	35	
Ratio of strength parameter, $\beta_{c, \phi}(\%)$	35	35	35	
Strain incremental ratio, $\Delta \gamma$	0.01	0.01	0.01	
Ratio of anisotropy reduction, $\beta_m(\%)$	35	35	35	
Horizontal stress ratio, $K_0$	0.7			

단위체적중량은 실내실험의 평균치를 적용하였으며, 변형계수는 사전설계단계에서 수평재하시험의 상한치를 채용한 다음, 사전해석을 실시하고 강도저하가 발생하기 전 시공단계에서 계측치와의 동정을 실행한 위에 해석 단계에서의 적당한 값을 취하였다. 초기 포아송비는 사전 수치해석과 계측치로부터 획득된 천단침하와 내공변위의 비율로부터 축압계수를  $K_0=0.4$ 로 설정하기 위해 임의로 정하였다. 그림 23은 해석 단면의 매쉬를 나타낸 것이다. 지보 부재에 대하여서는 슛크리트와 강제지보공을 평면요소로 모델화하고, 록볼트 및 포아블링 등에 대하여서는 모델 설정을 생략하였다.

(2) 시공과정의 모델화

시공에서는 상반선행공법의 시공과정을 반영하기 위해 해석을 7단계로 수행하였다. 각각의 절차에서는 굴착응력을 2%씩 해방하고, 비선형해석의 수렴판단을 하였다. 또한 초기 굴착해방률에 대하여서는 40%로 하여 설정하였다. 해석절차는 ①초기응력 해방, ②상반굴착과 함께 40% 굴착 해방률, ③상반지보와 함께 60% 굴착 해방률, ④하반굴착과 함께 40% 굴착 해방률, ⑤하반지보와 함께 60% 굴착 해방률, ⑥인버트 굴착과 함께 40% 굴착 해방률 그리고 ⑦인버트 타설과 함께 60% 굴착 해방률을 적용하였다.

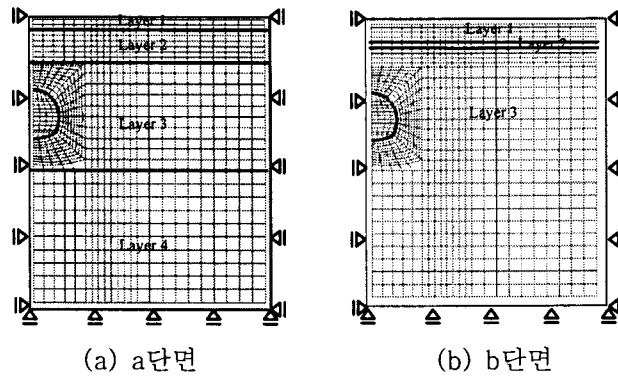


그림 23. 해석 단면 매쉬

3) 변형률 연화패턴의 설정

앞에서 서술한 것처럼 변형률 연화모델에서는 터널주변지반의 강도는 직선적으로 저하하는 것으로 가정하고 있다. 수치 해석에서는 강도 저하의 발견 상황 및 강도저하와 침하의 관계를 검토하는 목적으로 강도저하 및 강도저하시의 변형률증분을 파라메타로 하고 지금까지의 수치해석과 역해석등의 실적으로부터 그림 24에 나타낸 9종류의 패턴으로 설정하였다.

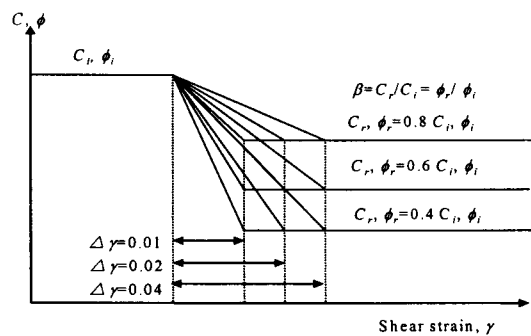


그림 24. 연화 파라메타의 개요

(4) 해석 케이스

계측치에 대한 수치해석에서는 기존의 방법으로서의 탄성모델 및 탄소성모델에 대하여서도 해석을 실시하고, 그 결과를 변형률 연화모델과 비교를 수행하였다.

5.3.3 계측된 변위와 해석결과의 비교

도심지 터널의 경우 지표면 침하량과 기울기가 설계에 있어서 중요한 인자이다. 본 수치 해석검토의 지표면 침하에 대하여 현장 계측치와 해석 결과를 비교 검토한 결과가 그림 25에 표시하였다. 그림 25은 지표면침하량과 침하구배로 나누어서 탄성과 탄소성 그리고 연화 모델을 정리하였다. 그림 25에서의 연화파라메타는 상반완성단계에서의 현장계측과 가장 근접하는 연화패턴을 설정하여 나타낸 것이다. 두 검토단면에서 강도 저하율은 40%, 항복에서 잔류까지의 전단변형률은 0.01이 선택되어졌다. 두 검토단면에서 수치해석 결과를 비교하면, 지표면 침하량이 10mm정도로 작은 단면 a에서는 기존의 방법 탄성·탄소성 모델에서도 계측치에 근접하는 경향을 나타내고 있다. 하지만, 침하량이 55mm정도로 크게 발생하는 단면 b에서는 굴착에 의하여 주변지반에 전단 변형율이 현저히 발생하는 영역이 발생하고 터널 주변으로부터 지표부에 걸쳐 급격한 침하가 발생하는 것이 관찰되었다. 이와 같이 터널 직상부에서 급격한 침하가 발생하는 경우에는 변형률 연화 모델의 특성을 나타내기 쉽고, 지표면침하예측에서도 유효한 것이 확인되었다. 앞에서 서술한 지표면침하 및 구배에 관한 해석결과로부터 침하가 작은 단면 a에서는 주변지반이 탄성적 거동을 하고 있지만 침하가 큰 단면 b에서는 사질지반의 특유한 비선형 전단거동으로서 전단변형이 현저한 영역이 발생하는 것이 추정되었다. 수치해석에서 얻은 주변지반의 최대 전단변형률 분포를 그림 26에 정리 하였다. 사용된 연화물성치는 앞에서 설명한 것과 같이 계측치에 제일 근접하는 연화패턴을 이용하였다. 최대전단변형률 분포 상태로부터 침하가 작은 단면 a에서는 전단변형률이 초과하는 영역이 발생하지 않았고, 실제의 시공에서도 탄성에 가까운 굴착거동을 나타내고 있는 것으로 생각되어 진다.

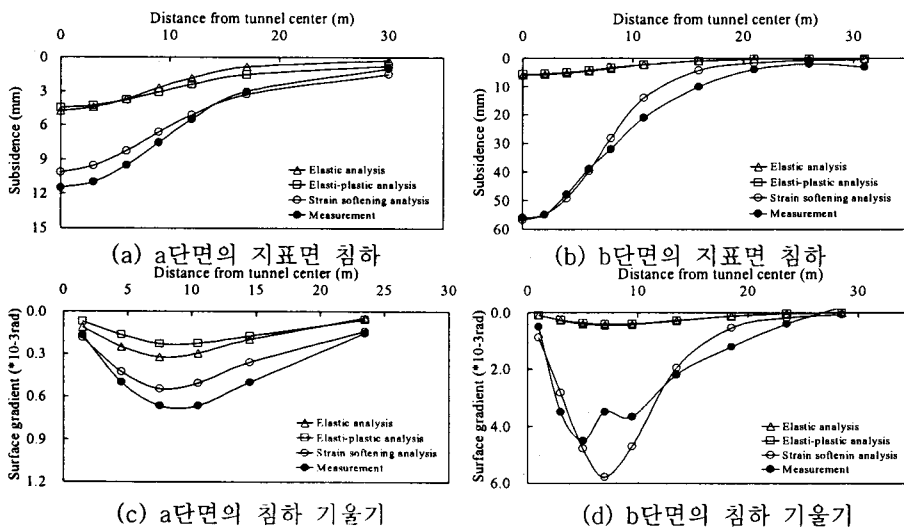


그림 25. 해석결과와 계측치의 비교

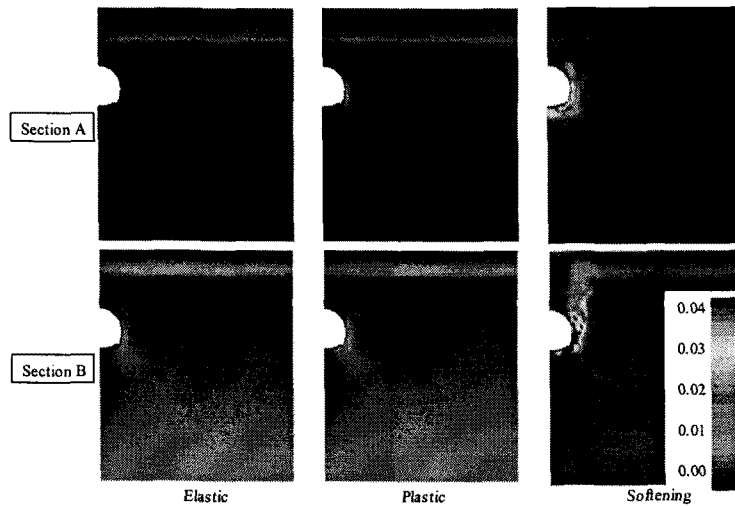


그림 26. 최대 전단변형률 분포의 해석결과

그림 26에서 침하가 큰 단면 b에서는 터널 좌우측 부분에서 전단대가 발달하고 있는 것을 확인할 수 있다. 주변지반의 전단변형률 분포로부터 단면 b에서는 터널 직상부와 터널 측방 상부의 사이에 불연속면적인 전단거동이 발생하는 것으로 생각되어진다. 이러한 불연속적인 거동은 터널 직상부에서 공동침하와 지표부의 터널 센터로부터 5-10m부근에 현저한 침하구배가 발생하는 원인을 제공한다.

## 6. 인공신경망을 이용한 변형거동의 예측

### 6.1 인공신경망의 개요

지반공학 또는 암반공학은 자연적 현상에 의해 만들어진 재료를 대상으로 하고 있기 때문에 매우 부정확하고 한정된 자료만을 가지고서 공학적인 판단을 하여야하는 어려움이 있다. 이러한 상황에서 전문가의 판단이 매우 중요한 역할을 차지하며, 이러한 전문가의 판단을 수치해석하기위해여 지식 기반전문가 시스템이나 인공신경망, 퍼지와 같은 인공지능기법이 연구되어졌다. 인공신경망 모델은 비선형 다변량 문제의 모델링, 병행 처리 능력, 학습 및 정보처리 능력, 부정확하고 모호한 정보를 다룰 수 있는 능력, 일반화 시킬 수 있는 능력을 가지고 있다<sup>3), 4), 5)</sup>. 인공신경망모델은 회귀분석과 같은 통계적 방법과 달리 사전에 어떠한 수학적인 관계나 경향이 주어지지 않으며 학습과정을 통하여 이러한 관계를 스스로 연상하기 때문에 부여된 관계식에 따라 예측정도가 결정되는 기존 경험적 방법의 단점을 극복할 수 있다. 다양한 인공신경망의 학습모델 중에서 지반 및 암반분야에 있어서 역전파(BP) 알고리즘이 많이 이용되어지고 있다<sup>6)</sup>. 그림 27은 일반적인 역전파 인공신경망의 구조를 나타내고 있다. 실질적인 다양한 문제를 해결하기 위해 인공신경망을 적용하려면 (1) 문제의 분석과 적절한 인공신경망 구조의 선택, (2) 훈련과 테스트를 위한 자료의 수집과 예비처리, (3) 네트워크 모델의 설계, 훈련, 테스트, (4) 최종 사용자에게 네트워크 배치와 같은 네 개의 기본적인 단계가 중요하다. 인공신경망 모델의 설계과정은 두단계로 나눌수 있



다. 먼저 기지의 입력과 결과값을 이용하여 각 층(입력층-은닉층-출력층)에 존재하는 뉴런(neuron)간의 연결강도(weight)와 바이어스(bias)를 조정하는 학습단계(training phase)이다. 이때의 출력 매개변수는 문제의 예측된 해답이고, 입력 매개변수는 해답에 영향을 미치는 요소이다. 이 과정을 통하여 신경망 모델은 주어진 자료들을 일반화할 수 있는 최적의 연결강도와 바이어스를 스스로 학습하게 된다. 이러한 학습단계는 다른 수의 은닉층과 각각의 은닉층에서의 다른 뉴런 수를 가지고 시도되어진다. 다음은 학습과정을 통하여 구축된 인공신경망 모델을 학습에 사용되지 않은 입력값을 이용하여 예측을 수행하고 기지의 결과값과 비교함으로써 학습된 인공신경망 모델을 검증하는 단계(testing phase)이다. 이와 같이 검증된 후에야 학습뿐만 아니라 검증단계에서도 전혀 사용되지 않은 자료를 인공신경망에 입력하고 예측을 수행함으로써 구축된 인공신경망을 실제 사례에 사용할 수 있다. 그림 28은 학습과 테스트과정을 나타낸 것이다. 많은 인공신경망논문에서 하나의 은닉층에서 만족도를 보여주었을지라도, 얼마나 많은 은닉층과 각각의 은닉층에서의 얼마나 많은 뉴런들이 가장 효율적인 훈련과 가장 정확한 정밀도를 나타낼 수 있는지를 증명하는 것은 현 단계에서는 불가능하다. 즉, 인공신경망의 최적모델은 하나의 try and error과정을 통해 구하여진다.

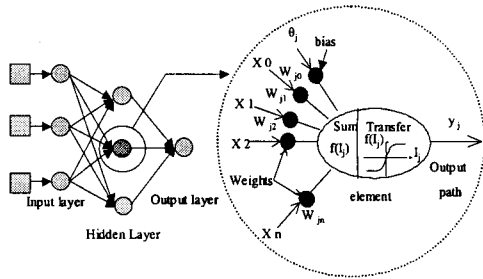
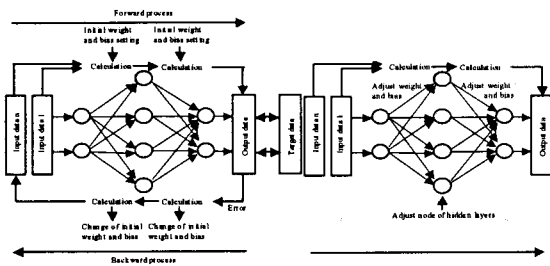


그림 27. 역적파 신경망의 구조



(a) 학습과정

(b) 테스트과정

그림 28. 신경망의 학습과 테스트 과정

## 6.2 터널거동 예측에 있어서 인공신경망의 역할

터널 설계 및 시공에 있어서 굴착에 따른 변형거동을 정량적으로 평가하는 것은 터널구조물의 경제성과 안정성 관점에서 매우 중요하다. 일반적으로 터널은 지반 또는 암반을 대상으로 만들어진 장대 선형구조물로서, 설계단계에서 지구간의 지반공학적인 특성을 파악하는 시간과 경제적 측면에서 매우 어렵다.

결과적으로 설계단계에서 입수되는 정보는 부정확하고 한정된 자료이며, 이것을 통하여 공학적인 판단을 하기에는 어려움이 따른다. 설계당시의 부정확성과 한정된 자료는 터널 시공 중에 막장지질의 관찰, 변위 및 응력계측, 지하수의 흐름 파악 등으로 재평가되어지며, 이 결과들은 시공 중인 단면의 변형거동 평가와 다음 굴착단면에서 침하예측에 유용하게 이용되어진다. 축적된 데이터를 다양한 지반조건과 굴착조건에 보다 적극적으로 이용하기 위해서는 정보처리기술을 통하여 목적함수를 추정할 수 있는 일반화기법이 필요하다. 본 장에서는 데이터 정보처리기술의 일종인 인공신경망을 이용하여 터널의 변형거동을 예측할 수 있는 모델을 만들어 보았다.

### 6.3 인공신경망 모델의 개발

기존의 데이터를 이용하여 터널 굴착후의 변위를 재현하는 인공신경망을 구축함에 있어서 어떻게 모델을 구축할 것인가 하는가는 대단히 중요하다. 본 연구에서는 설계단계와 굴착단계에서 시공자의 판단을 돕고자 그림 29와 같이 3개의 터널변형 예측이 가능한 인공신경망모델을 제시하였다.

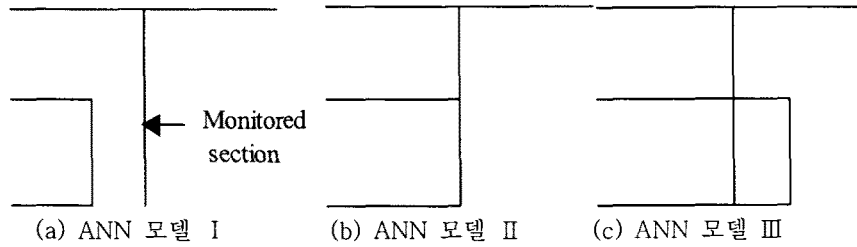


그림 29. 본 연구에서 상정한 3가지 신경망모델

표 5. 각 모델의 입력 파라미터

Category	Parameter	items	ANN model I-1	ANN model II-1	ANN model III-1
Tunnel geometrics	Overburden	-	Input	Input	Input
	Ground type	clay	Input	Input	Input
		sand	Input	Input	Input
Ground condition	Unconsolidated ground type	alt. of strata	Input	Input	Input
		-	Input	Input	Input
	Face estimation	-	-	Input	Input
Excavation method	Top Heading and Three bench cut method	-	Input	Input	Input
	Shotcret	-	-	-	-
Support condition	rock bolt(length)	-	Input	Input	Input
	rock bolt(number)	-	-	-	-
	H-steel	-	-	-	-
Auxiliary method	Forepiling	-	Input	Input	Input
	Steel pipe forepiling	-	-	-	-
	Face bolt	-	Input	Input	Input
	Face shotcrete	-	-	-	-
Initial tunnel behavior information	Footing reinforcement bolt	-	Input	Input	Input
	Crown	-	×	×	Input
	Convergence	-	×	×	Input
Tunnel behavior in final excavation	Foot settlement	-	×	×	Input
	Crown	-	Output	Output	Output
	Convergence	-	Output	Output	Output
	Foot settlement	-	Output	Output	Output

표 6. 본 연구에서 이용한 단면수

	Tunnel A	Tunnel B	Total
Learning	50	52	102
Testing	41	43	83

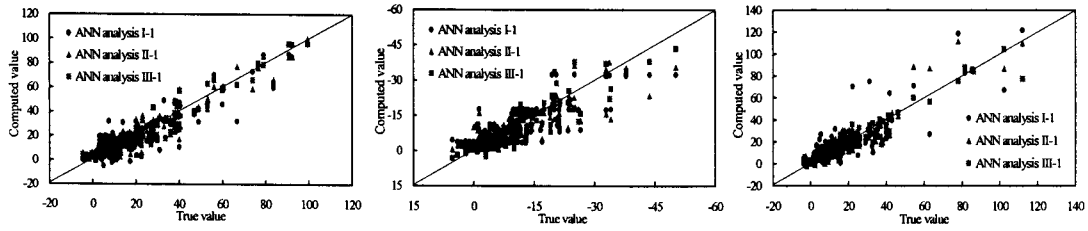
ANN모델 I 은 시공 전에 얻은 데이터를 이용한 터널변형거동 예측 모델 즉 설계 단계에서 관측 가능한 정보를 이용하여 어느 정도의 예측을 할 수 있는가에 대해 검증하였다. ANN모델II는 예측하는 단면의 막장 도달 시에 얻은 데이터를 이용하여 터널 변형거동을 예측하는 것으로 굴착 도중에 터널단면의 최종변위량을 예측하는 모델이다. 인공신경망 모델 II는 ANN 모델 I의 입력정보에 막장정보가 합쳐진 것으로 보다 정확도가 높은 예측이 가능할 것으로 사료된다. ANN모델III에서는 굴착이 진행되어 막장으로부터 1D 굴착후의 데이터를 첨가하여 터널의 변형거동을 예측하는 것이다. ANN모델 I-III 각각의 입력파라미터를 표 6에 나타내었다. 주목하여야 할 점으로서는 ANN모델 I에서는 막장정보가 없고, ANN모델III에서는 1D굴착후의 초기변위가 정보로서 주어진 것을 알 수 있다. 인공신경망 구축에는 은닉층의 수와 은닉층의 뉴럴 수, 역전파 알고리즘의 상수인 learning late와 momentum, 학습회수 등이 먼저 결정되어야 한다. 본 논문에서 적용되어진 인공신경망의 상수들은 표 5와 같이 한정하여 연구를 수행하였다. 모델의 설정은 학습 및 테스트 결과중 상관계수와 RMSE를 비교하여 정확도가 높은 것을 최적 인공신경망모델로 하였다. 표 6는 학습 및 테스트에 사용된 A·B터널의 단면수를 나타낸 것이다.

#### 6.4 개발된 인공신경망모델을 통한 터널거동의 예측과 실제

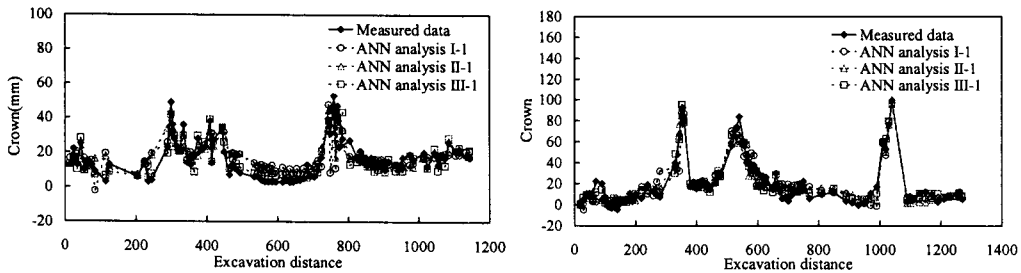
표 7은 터널 변형예측을 위한 신경망모델 I, II 그리고 III의 해석 결과중 최적모델을 고려한 중간층수, 학습정수, 테스트의 결과를 나타낸 것이다. 그림 30는 천단침하, 내공변위, 각 부침하의 계산치와 예측치의 비교를 나타낸 그림이며,  $y=x$  선상에 가까울수록 예측의 정확도가 높다는 것을 나타낸다. ANN 모델 I은 시공 전에 얻은 정보를 대상으로 하고 설계 단계에서의 예측을 상정하였으므로 시공 측의 시점에서 보면 가장 주목할 만한 가치가 있는 모델이라 할 수 있다. ANN 모델 I에서의 학습과 테스트 결과, 모두 상관계수 0.8을 초과하고 이 단계에서 비교적 정확하게 변형거동이 예측가능함을 알 수 있었다. ANN모델II는 시공이 시작되어 예측하고자하는 단면까지 굴착이 진행된 시점에서 최종상의 변위를 얼마나 정확하게 예측할 수 있는 가를 검토하는 모델이다. ANN 모델 II에서의 학습과 테스트 결과, 모두 상관계수 0.8을 초과하고 이 단계에서 비교적 정확하게 변형거동이 예측가능함을 알 수 있었다. ANN 모델 III은 1D 굴착후의 초기변위를 입력하여 최종변위를 예측하는 모델로서 ANN모델 I와 ANN모델II의 결과와 비교해서 상관계수가 가장 높음을 알 수 있었다.

표 7. ANN 모델 I, II, III에서 학습-테스트 결과

ANN model	Final epoch	ANN structure layer			Learning rate/ Momentum	Learning		Testing		
		Input node	Hidden node	Output node		Correlation	RMSE	Correlation	RMSE	
Model I	Crown	50000	10	12	1	0.3/0.5	0.92	8.05	0.84	8.49
	Convergence	50000	10	20	1	0.01/0.1	0.80	5.48	0.83	5.05
	Foot settlement	50000	10	12	1	0.3/0.5	0.87	11.95	0.86	9.86
Model II	Crown	50000	11	16	1	0.1/0.3	0.94	6.74	0.90	6.90
	Convergence	50000	11	12	1	0.1/0.1	0.87	4.58	0.82	5.21
	Foot settlement	50000	11	14	1	0.1/0.1	0.91	9.76	0.94	6.35
Model III	Crown	50000	12	14	1	0.3/0.5	0.99	3.57	0.93	6.57
	Convergence	50000	12	22	1	0.01/0.1	0.92	3.66	0.90	4.00
	Foot settlement	50000	12	18	1	0.1/0.1	0.97	4.88	0.95	4.78



(a) 천단침하                      (b) 내공변위                      (c) 각부침하  
 그림 30. ANN 모델 I, II, III에서 인공신경망모델결과와 예측치 비교



(a) A 터널                                      (b) B 터널  
 그림 31. 굴착거리에 따른 신경망과 예측치의 비교

이 결과로부터 터널거동을 예측하는데 있어서 1D굴착후의 정보가 유용하다는 것이 재확인 되었다. 본 연구에서 구축된 인공신경의 천단침하의 출력결과를 전 굴착길이를 통해 실측치와 비교한 것이 그림 31이다. 논문에서 수행된 인공신경망은 학습회수를 50000으로 고정한 결과이므로, 학습회수를 보다 크게 설정하면 보다 정확한 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

## 7. 결론

본 논문에서는 저토피 미고결 지반에서 터널굴착에 따른 변형거동의 정량적인 평가방법에 대한 확립을 목표로 최근 시공되어진 NATM터널 시공사례에 대해 계측되어진 현장 데이터 분석, 비선형수치해석 그리고 인공신경망해석을 수행하였다. 분석결과는 다음과 같다

1) 터널의 변형거동은 토피, 지층구조, 용수량, 지보 및 보조공법등 다양한 인자의 영향을 받는다. 특히, 저토피의 경우에 있어서 상부에 사층, 하부에 실트 층의 조건의 경우에는 침하가 크게 발생한다. 저토피 미고결 지반 터널에서의 지표면 침하는 천단침하와 각부침하등과 함께 침하하는 공동침하현상이 지배적이다. 지표면 침하 억제를 위해 터널의 천단 및 각부 침하의 억제가 유효함을 알 수 있었다.

2) 굴착에 따른 막장 안정성평가에 있어서 직접변형률법을 적용하였다. 또한, 보조공법의 평가에 있어서 본 논문에서는 겉보기 탄성계수의 개념을 적용하였다. 한계변형률을 초과하는 단면에서는 보조공법이 적용되고 있음을 알 수 있었다. 차후 이에 대한 적극적인 해석이 필요함을 알 수 있었다.

3) 미고결 저토피 터널의 지표면 침하발생에 관한 변형특성을 살펴보고자 전단강성과 강도

정수의 저하를 고려한 연화모델을 이용하였다. 사질토 지반 특유의 터널 직상부에서 급격한 지표면 침하의 발생은 터널옆에서 지표면까지 발달하는 전단대와 밀접한 관계가 있는 것이 연화모델을 이용한 수치해석에 의하여 확인되었다. 지반의 전단거동이 상정된 지반을 대상으로 한 도심지 터널의 설계에서는 변형률 연화모델의 적용성이 높을 것으로 사료된다.

4) 획득된 터널 데이터의 유기적인 이용을 위해 데이터 마이닝의 기법중 하나인 인공신경망을 이용하여 터널침하를 예측하였다. 결과적으로, ANN모델로 예측한 침하량과 실제 계측된 터널의 값은 유사함을 알 수 있었다. 보다 실제적인 사용성과 예측성에 관한 능력의 향상을 위해 차후 인공신경망에 대한 보다 적극적인 연구가 필요하다고 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. Akutagawa, S., Kitani, T., Matsumoto, K. and Mizoguchi, S. 2001,: Numerical modeling of a nonlinear deformational behavior of a tunnel with shallow depth, *Modern Tunneling Science and Technology, (IS-Kyoto)*, Adachi et al eds, pp.111-114.
2. Akutagawa, S., Otazawa, H. and Sakurai, S., 2006, Numerical simulation of a large scale slope failure considering reduction of stiffness and strength over time, *Journal of the Society of Materials Science, Japan*, Vol.55, No.5, pp.515-522.
3. Basheer, I.A. and Hajmeer, M., 2000 : Artificial neural networks: fundamentals, computing, design, and application, *Journal of Microbiological Methods*, 43, pp.3-31.
4. Flood, I. and Kartam, N., 1994: Neural networks in Civil Engineering. I: Principles and understanding, *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE, Vol.8, No.2, pp.131-148.
5. Kartam, N., Flood, I., Garrett Jr, J.H., 1997.: Artificial Neural Networks for Civil Engineer: Fundamentals and Applications, ASCE, New York.
6. Rumelhart, D.E., Durbin, R., Golden, R. and Chauvin, Y., 1995: Backpropagation : the basic theory. In : Rumelhart, D.E., Yves, C. (Eds.), *Backpropagation: Theory, Architecture, and Applications*, Lawrence Erlbaum, Nj, pp.1-34.
7. Sakurai, S., 1982, "An evaluation technique of displacement measurements in tunnels", *Journal of Geotechnical Engineering*, JCSE, Vol.317, pp.93-100.
8. Sakurai, S., 1997, "Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.12, No.4, pp.453-460.
9. Sakurai, S., 1998,: Practice of Urban Tunnels, Kajima Publ., pp.241.
10. Sakurai, S and Akayuli, C.F.A., 1998,: Deformational analysis of geomaterials

- considering strain-induced damage, In:Cividini, A.(ed), *Proc.4<sup>th</sup>.Europ.*,pp.729-738.
11. Sterpi, D., 1999,: An analysis of geotechnical problems involving strain softening effects, *Int.J. Num. Analyt. Meth. Geomech.*,23,pp.1427-1454.
  12. 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, pp.335.
  13. トンネル工學委員會, 1996, JAPANESE STANDARD FOR MOUNTAIN TUNNELING -1996- The Fifth Edition, (社) 土木學會, pp.182.
  14. 한국지반공학회, 1996, 지반공학시리즈 7 터널, 구미서관, .pp. 442.