

연약지반내 굴착터널의 안정성 평가 및 최적보강설계에 관한 연구

최성웅¹⁾ · 신희순²⁾

Stability analysis of a tunnel excavated in weak rocks and the optimal design for the support pattern

Sung-Oong Choi and Hee-Soon Shin

ABSTRACT Geological and geotechnical surveys, in general, should precede the excavation to ensure the safety of the tunnel and should be followed up according to the various geological condition during the excavation. However actually the standard support patterns which were decided during the design step used be insisted for the whole excavation steps in spite of the various geological conditions. OO tunnel was excavated with NATM and a support pattern type-V in weak rocks. When the tunnel was excavated up to 25m long, the severe displacement was generated in the portal area and the shotcrete was damaged to make the cracks and the tunnel face was totally collapsed. It might happen owing to the one-day heavy rain, but the exact reason for that accident should be found out and the new optimal support patterns needed. Consequently three dimensional numerical analysis was applied for the evaluation of the cause of the tunnel collapse instead of two dimensional analysis, because three dimensional analysis can show better the real field phenomenon than two dimensional analysis in which the load distribution methods are adopted for the tunnel excavation. We could simulate the actual situations with three dimensional finite difference code and propose the new optimal support patterns.

1. 서 론

일반적으로 터널의 설계에 있어서는 지반조사 결과를 기초로 하여 사용목적이나 필요한 규격, 또는 시설물의 구조 등을 충분히 파악한 다음, 터널이 굴착될 지반의 조건이나 부지특성 등을 검토, 안전하고 합리적으로 시공하여야 하며, 특히 완성 후에도 유지 관리에 각별한 주의를 기울여야 한다.

터널 내에 설치되는 각종 지보재들은 지상구조물과는 달리 지형 및 지질 등 제반 지반조건에 상당한 영향을 받으며, 특히 갱구부는 지형, 지질 외에도 기후 및 기상 등 외적인 요인에 의해서도 큰 영향을 받을 수 있기 때문이다.

따라서 지질조사 및 지반평가가 사전에 면밀하게 이루어진 뒤 그에 따라 터널설계가 이루어져야 하고, 또한 굴착과정 중에도 지질조사를 병행함으로써 설계패턴의 수정여부를 능동적으로 판단해 나가는 것이 안전한 시공을 위한 최선의 방안이지만, 현실적으로는 당초

의 조사결과만으로 지반의 조건을 예상하여 표준적인 설계패턴만을 적용하고 있다. 그러나 갑작스런 외적 요인의 증가라든지 지형 및 지질의 급변 상황에 맞닥뜨리게 되면 시공에 적용되던 표준설계패턴이 더 이상 맞지 않게 되는 부작용이 발생하게 될 수 있는데, 연약지반 내에 NATM으로 터널을 시공하다가 약 25 m 굴착한 시점에서 갑작스런 폭우로 인하여 갱문의 변위가 발생하고 터널 막장이 무너져서 작업을 중지한 ○○터널은 그 대표적인 예이다.

이 터널에 대한 설계당시의 자료를 분석한 결과, 지반조사 및 그에 따른 지보패턴의 선정에는 큰 무리가 없었던 것으로 판단되나, 시공과정중에서 지질조사를 계속적으로 수행하지 않은 결과 설계변경에 적극적으로 대처하지 못했던 것이 사고의 가장 큰 원인으로 사료된다.

*1997년 7월 30일 접수

- 1) 정회원, 한국자원연구소 자원개발연구부 선임연구원
- 2) 정회원, 한국자원연구소 자원개발연구부 선임연구원

따라서 터널붕괴의 원인을 정확히 분석하고 이에 대비한 최적의 보강패턴을 새로이 제시해야 하므로 각종 지반조사자료들을 최대한 이용하여 해석대상부지를 거의 실제와 유사하게 3차원적으로 정확히 구현한 뒤, 현재까지의 굴착 및 지보패턴으로 굴착을 진행시키면서 터널의 안정성을 분석함으로써 터널막장붕괴의 원인을 분석하였고, 이를 통해 안전성이 충분히 확보될 수 있는 새로운 지보패턴을 제시하였다.

2. 지질특성

본 지역의 지질특성은 영동-광주함몰대로서 심한 습곡작용과 단층작용을 받아 매우 교란되어 있으며, 중생대 트라이아스기-쥬라기의 북북동-남남서 방향의 분포를 보여주는 대보화강암으로서 터널부지 주변에는 흑운모 화강암 및 미문상 화강암이 기반암을 이루고 있고 그 주위에 제4기 미고결 퇴적층이 부정합으로 일부분 피복하고 있다. 구성광물로는 장석, 석영, 운모 등이 주를 이루고 있고 이를 관입한 중생대의 화강암류는 장석의 색깔인 회백색이 우세하고 뚜렷한 유색광물로서 주로 흑운모를 포함하고 있다.

트리플 샘플러에 의한 지질조사결과, 지층조건의 상당한 변화가 있어 이에 따른 지반의 상태를 분석한 결과 기반암인 화강암이 오랜 기간 풍화가 진행되어 지하수 유입시 풍화정도가 매우 커서 석영을 비롯한 구성광물이 포함된 점토입자로 형성되어 암의 형태를 띄고는 있으나, 암석강도의 측면에서 볼 때 물을 함유하고 있기 때문에 암석의 역학적인 성질을 거의 상실하고 있는 상태이다.^{1,3)} 또한 잔류토양(RS; Residual Soil) 및 완전풍화된(CW; Completely Weathered) 층은 그 깊도가 20 m나 되고 있어 국내 화강암 지역의 일반적인 풍화심도가 5~10 m 미만인 것에 비해⁶⁾ 풍화정도가 상당히 큰 지역임을 알 수 있다.

3. 안정성 해석

○○터널 NATM 시점부로부터 25.5 m가 굴진된 상태에서 강우 등으로 예상되는 외부적 요인에 의한 침하가 발생하여 갱문의 변위가 발생하고 터널 슛크리트에 심한 균열이 발생한 바, 이에 따른 사고원인을 규명하고 지반의 안정성을 검토하기 위하여 유한차분법에 의한 3차원 전산해석을 실시하였다. 해석에 사용된 프로

그램은 FLAC-3D로써, 최근 국내 건설업계 및 몇몇 연구기관에서 새로이 도입하여 그 활용도를 넓혀나가고 있는 프로그램이다.⁴⁾

3.1 해석프로그램의 개요 및 특징

일반적으로 기존의 지상 또는 지하구조물이 존재하고 각종 통신관 및 상하수도관이 매설되어 있는 도심지 내에서 터널을 굴착할 경우, 굴착이 미치는 영향을 최소화하는 것은 대단히 중요한 문제이다. 터널의 굴착방법과 터널의 지보방법은 지표 및 지반의 움직임에 결정적인 영향을 미치게되며, 특히 이러한 터널의 굴착진행에 따른 지반의 움직임은 3차원적으로 해석될 경우, 보다 정확하고 가시적인 효과를 얻을 수 있다.

지반거동분석을 위한 전산프로그램에는 여러 가지가 있으나, 본 연구에서는 현재 국내외적으로 검증작업이 이루어졌으며 국내 토목건설업계 등에서 널리 이용되고 있는 FLAC-3D를 선정하였다. 이 프로그램은 다른 외부적인 하중조건 없이 중력에 의해서만 발생할 수 있는 사면안정성문제 및 터널천반의 붕괴현상이나, 지반 침하, 구조물의 기초문제 등을 효과적으로 분석할 수 있으므로 본 연구의 목적과 상당히 잘 부합되는 것으로 판단된다.

특히 이 프로그램은 유한차분법(Explicit Finite Difference Code)을 이용한 공학용 프로그램으로서, 주로 토질 및 암반 등이 항복에 이르렀을 때의 소성유동을 3차원적으로 구현하는 등 지질공학 분야의 제문제들을 풀기 위해 개발되었다. 이때 매질은 다면체 요소를 이용하여 해석목적에 부합하는 형태로 표현될 수 있으며, 각각의 요소는 외부하중조건 또는 경계조건 등에 따라 선형 및 비선형 거동을 하게 된다.

FLAC-3D의 특징은 1) explicit scheme을 사용하기 때문에 대변형 모드를 가지고 있어 토질 및 연암 등의 소성유동을 해석할 수 있고, 2) 동적인 과정을 통하여 해석이 수행되므로 지압이 아닌 중력에만 의한 천반 붕락 및 벽면 붕괴, 그리고 사면 붕락 등에 대한 안정성 검토가 용이하다는 점, 그리고 3) 다양한 구성 방정식과 파괴론을 수용할 수 있어 실제상황에 부합한 것을 선택하여 사용할 수 있다는 점이다. 또한 explicit Lagrangian 계산방법과 혼합세분구역법을 사용하기 때문에 소성파괴 및 소성유동을 상당히 정확하게 표현할 수 있으며, 행렬을 구성하지 않기 때문에 대규모 3차원 해석에서도 메모리가 많이 요구되지 않는다. 그리고

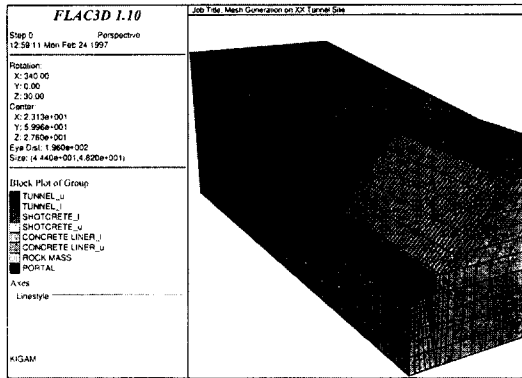


Fig. 1. Finite difference blocks in 3-D stability analysis.

점은 자동 inertia scaling 기법 및 자동 damping 기법을 적용시킴으로서 충분히 보완될 수 있다.

3.2 현지지반의 모델링

FLAC-3D에 의한 3차원 해석을 위하여 ○○터널 NATM 시점부를 기준으로, 40 m 후방(개착구간 40m)에서 부터 80 m 굴착지점(터널구간 80 m)까지 총 120 m 구간에 대하여 해석을 실시하였다. 또한 경계효과를 고려하여 횡방향으로는 터널반경(3.15 m)의 15배 가량인 46.3 m까지를 고려하였으며 하부로는 터널바닥으로부터 20 m까지를 고려하였다.

explicit방법의 단점이라 할 수 있는 time step이 작아야 한다는 점과 적절한 damping이 부여되어야 한다는

본 해석에서 고려한 부분은 직선부분이므로 터널 중심을 가로지르는 대칭의 수직면을 고려하여 반단면만을 해석코자 한다.

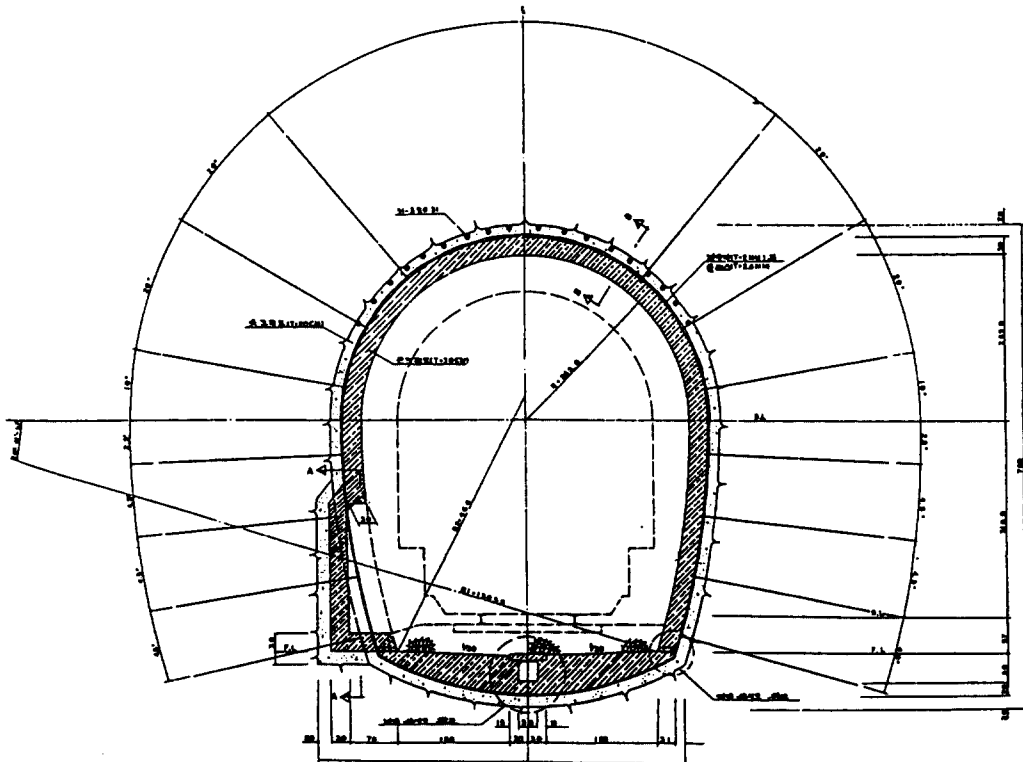
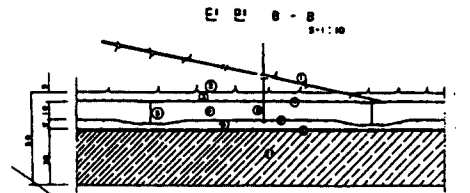


Fig. 2. Standard support pattern type-5.

따라서 총 39,080개의 블록을 이용하여 Fig. 1과 같이 본 해석대상 지반을 표현하였으며, 이때 터널진행방향(Y방향)에 대해서는 1 m의 등간격으로 블록을 형성하였고 이에 수직인 방향(X방향) 및 연직방향(Z방향)에 대해서는 터널로부터 멀어질수록 블록을 크게 하여 해석의 정확도를 최대화하면서 메모리 크기를 최소화하였다.

Fig. 1에서 터널 갱구부 천반에서 지표까지는 16.6 m이고, 이 지점부터 지표면은 약 8.5°의 경사를 유지하는 것으로 표현하였고, 개착부 사면의 사면각은 현장조건과 동일하게 1:1로 하였다. 또한 에스앵커가 설치된 공사용갱문은 Z방향의 변위를 구속함으로써 이의 효과를 나타내도록 하였으며, 터널 단면은 Fig. 2와 같이 표준지보패턴-5를 따르는 것으로 하였다.

한편, 해석대상 지반의 지질학적 특성은 한국철도기술협력회의 조사자료(1990)를 참고하여 Fig. 3과 같이, 지표에서부터 점토층(4 m까지), 풍화토(4~24 m), 풍화암(24~32 m), 연암(32~42 m), 경암(42 m 이하)의 순서로 고려하였으며, 각 지층의 물리적, 역학적 특성치는 Table 1에 나타난 바와 같다.

또한 해석에 사용된 지보재의 물성치는 Table 2에 나타난 바와 같으며, 특히 120°내에 총 18개(7.0588°간격)가 설치되는 Forepoling의 경우는 실제 설계 및 현장상황 그대로를 재현하기 위해 매 2 m마다 상향으로 15° 경사져서 설치되는 것으로 하였다.

해석순서는 다음과 같다.

- ① Forepoling (φ31, L=300, CTC=200)
- ② 1 m 굴착
- ③ Shotcrete (t=30),

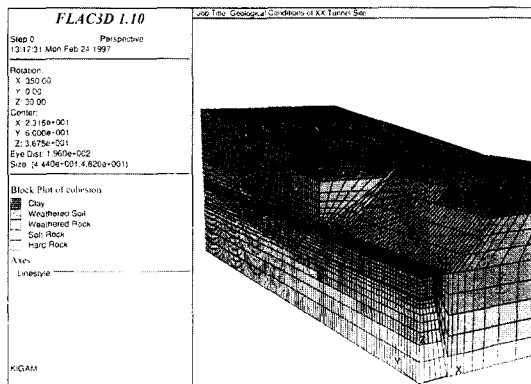


Fig. 3. Geological conditions of the tunnel site.

Table 1. Rock mass properties used in 3-D numerical analysis

	Clay	Weathered		Soft	Hard
		soil	rock	rock	rock
Density (kg/m ³)	1,730	1,800	1,800	2,300	2,650
Bulk modulus (MPa)	11.1	43.3	43.3	833	8,330
Shear modulus (MPa)	3.7	14.4	14.4	385	3,850
Friction angle (°)	2	25	35	35	35
Cohesion (MPa)	0.02	0.02	0.02	0.3	3
Tensile strength (MPa)	0	0.01	0.01	0.17	1.7
Dilation angle (°)	0	0	1	2	3

강지보(H 125×125×65×9, CTC=100),
콘크리트 라이닝(t=20)

④ 1 m 굴착

⑤ shotcrete(t=20),

rockbolt(D25, L=300, CTC=100)

강지보(H 125×125×65×9, CTC=100)

콘크리트 라이닝(t=30)

이중에서 슛크리트 및 콘크리트 라이닝 요소의 경우, 주위 지반을 표현하는 요소와 같은 요소로 사용한 뒤 물성치만 달리 주는 형태를 취하였는데, 이는 FLAC-3D의 경우 라이닝을 그대로 표현할 수 있는 판 요소 (plate element)가 없기 때문이다. 그러나 FLAC-3D에서는, 5개의 사면체로 구성된 하위요소(sub-zone) 2개가 모여 오버레이를 이루으로써 각 요소를 표현하기 때문에, 판 요소를 사용하지 않고서도 임의 두께를 가지는 라이닝의 휨모멘트 등을 충분히 나타낼 수가 있다.

또한 라이닝 성분은 Table 2에서의 지보재 재원 및 물성치에서 나타난 바와 같은 물성치를 가지는 탄성매질로 가정하였으며, 강지보는 수치해석상에서 직접 표현하지 않는 대신 슛크리트 물성치에 흡수시킴으로서 그 효과를 나타내도록 하였다.

한편, 본 해석대상 지반의 경우 지하수조건은 전체해

Table 2. Dimensions and physical properties of the supports

	Young's modulus (GPa)	Dimension	CTC (cm)
Rock bolt	2.1 × 10 ²	D25, L=300 cm	CTC 100
Soft shotcrete	5.0	t=20 cm	
Hard shotcrete	15.0	t=20 cm	
Steel rib	2.1 × 10 ²	125 × 125 × 65 × 9 mm	CTC 100
Concrete liner	23	t=30 cm	
	45	φ31, L=300 cm	CTC 200

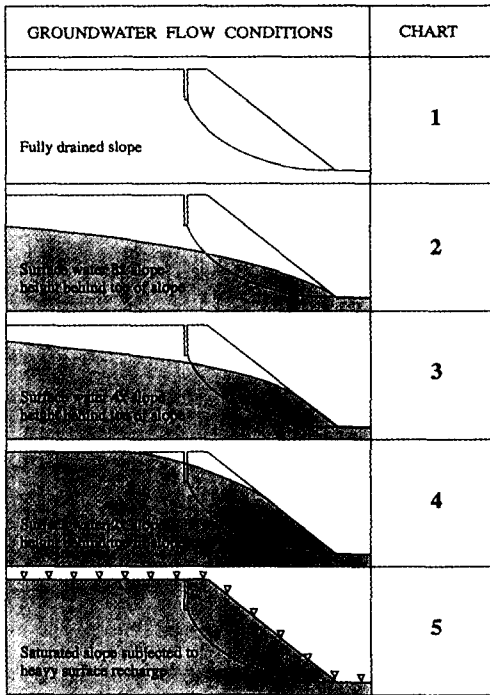


Fig. 4. Chart number as a function of ground water flow conditions (adapted from Hoek and Bray, 1981).

석에 있어서 상당한 영향을 미칠 것으로 판단되는 바, Fig. 4에서와 같이 Hoek와 Bray(1981)에 의해 제안된 지하수조건을 고려하였다.

일반적인 경우 많은 양의 강수가 있었다면 Chart 4를 적용하여야 할 것이나, 현장조사 결과 지표부분에서 실트질이나 다량 발견되는 점을 고려하여 강수의 전체가 지하로 흡수되지는 않을 것으로 보고, 본 해석에서는 Chart 3의 조건을 적용하여 지하수를 고려하였다. Fig. 5는 이러한 지하수 조건을 고려한 공극수압 분포도를 나타내고 있다(그림에서의 수치단위는 Pa 임).

한편, Table 1에서 나타낸 바와 같이 지반의 물성치 중 dilation angle을 고려하였는데, 일반적으로 암반 및 지반공학 등 많은 경우에 있어서, 매질이 파괴되기 시작한 후부터 나타나는 몇 가지 반응들은 공학적 설계에 매우 중요한 요소로 대두된다. 따라서 수치해석상에서도 반드시 파괴후의 거동에 대한 시뮬레이션을 수행하여야 하며, 이런 차원에서 다음과 같은 3가지 파괴후 거동특성을 반드시 고려하여야 할 것이다.

① shear dilatancy

shear dilatancy 또는 dilatancy란 재료의 전단변형

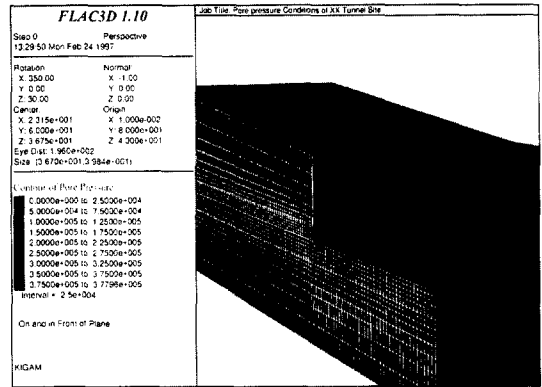


Fig. 5. Pore pressure contours.

과 함께 발생하는 부피의 변화이다. 일반적으로 dilatancy는 (소성부피변화)/(소성전단변형)의 비와 관계되는 dilation angle, ψ 에 의해 특징 지워지는데, dilation angle은 삼축시험 또는 전단시험으로부터 구해질 수 있다. Fig. 6에서는 삼축시험결과로부터 축변형에 대한 부피변형에 의해 dilation angle을 구하는 방법을 나타내고 있다.

토질, 암반 및 콘크리트의 경우 일반적으로 dilation angle은 재료의 내부마찰각보다는 상당히 작은 값을 가지는데 Vermeer & de Borst(1984)는 Table 3과 같이 몇가지 매질에 대하여 전형적인 dilation angle을 제시한 바 있으며, 매질이 토사든 암반이든, 또는 콘크리트든 dilation angle은 대체적으로 0°에서 20° 범위 에 있는 것으로 밝힌 바 있다.

② shear hardening/softening

일단 소성파괴가 시작되면 매질의 경화 또는 연화현

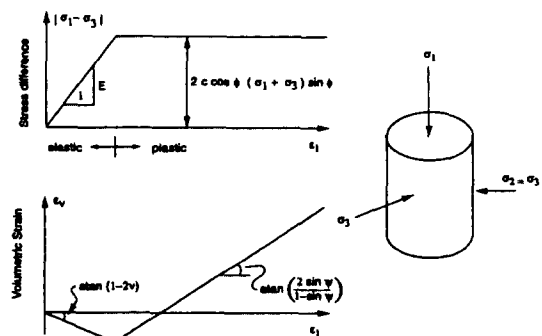


Fig. 6. Idealized relation for dilation angle, ψ , from triaxial test results (adapted from Vermeer and de Borst, 1984).

Table 3. typical values for dilation angle (after Vermeer and de Borst, 1984)

Materials	Dilation angle
Dense sand	15°
losse sand	<10°
normally consolidated clay	0°
granulated and intact marble	12~20°
concrete	12°

상은 점진적인 과정에 의해 시작된다. 파괴의 순간, 콘크리트 또는 암반의 경우 미소균열의 발전에 의해, 토사의 경우 입자의 슬라이딩에 의해 변형은 더더욱 비탄성거동을 보이게 되는데, 따라서 매질의 강도는 점차 약해지고 shear band가 발생하게 되는 것이다.

연화 또는 경화 파라미터는 각각의 특정해석에 따라 측정되어야하며, 이 값들은 대개 실내 삼축시험의 결과로부터 역계산된다. 이는 대개 상호작용적 과정이며, Vermeer & de Borst(1984)는 다음과 같이 frictional hardening 관계식을 제안한 바 있다.

$$\sin \phi_m = 2 \frac{\sqrt{\varepsilon_p} \varepsilon_f}{\varepsilon_p + \varepsilon_f} \sin \phi \quad \text{for } \varepsilon_p \leq \varepsilon_f \quad (1)$$

$$\sin \phi_m = \sin \phi \quad \text{for } \varepsilon_p > \varepsilon_f$$

여기서, ϕ ; ultimate friction angle,

ϕ_m ; mobilized friction angle,

ε_p ; plastic strain,

ε_f ; parameter.

③ tensile softening

인장파괴가 일어나는 순간, 매질의 인장강도는 대개 0이 되는데, FLAC-3D에서는 인장강도가 저하되는 속도 또는 인장연화현상이 발생하는 속도는 소성인장변형에 의해 제어되는 것으로 간주한다.

한편 본 해석대상 매질은 Mohr-Coulomb 파괴조건식을 따르는 지반으로 가정하였는 바, Mohr-Coulomb 모델에 대한 파괴포락선은 tension cutoff를 가지는 Mohr-Coulomb 파괴조건식과 일치한다. 이 파괴포락선상의 응력점의 위치는, 전단파괴의 경우 비조합유동법칙(non-associated flow rule)을 따르게 되며, 인장파괴의 경우에는 조합유동법칙(associated flow rule)을 따르게 된다.

일반적으로 FLAC-3D내에서 Mohr-Coulomb 파괴조건식은 주응력 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 의 향으로 표현되며, 이들 주

응력성분과 부합되는 주변형율은 $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ 이다.

응력 및 응력증분량으로서 Hooke's law를 표현하면 다음과 같다.

$$\Delta \sigma_1 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e)$$

$$\Delta \sigma_2 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \quad (2)$$

$$\Delta \sigma_3 = \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e)$$

여기서, α_1 과 α_2 는 다음과 같이 전단계수 G와 체적팽창계수 K의 향으로 정의되는 재료상수이다.

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad (3)$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

FLAC-3D 모델에서 사용되는 파괴기준은 tension cutoff를 포함하는 복합 Mohr-Coulomb 파괴기준이다.

이러한 파괴기준은 Fig. 7에서와 같이 (σ_1, σ_3) 면상에서 표현될 수 있다(압축응력은 (-)성분임). 여기서 파괴포락선 $f(\sigma_1, \sigma_3)=0$ 는, A점부터 B점까지는 Mohr-Coulomb파괴기준식 $f^*=0$ 에 의해, B점부터 C점까지는 인장파괴기준식 $f^*=0$ 에 의해 정의된다.

$$f^* = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

$$f^* = \sigma_3 - \sigma' \quad (4)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

여기서, ϕ 는 내부마찰각이고 c 는 점착강도이며, σ' 는 인장강도이다.

Fig. 7에서 보는 바와 같이, 매질의 인장강도는 $f^*=0$ 직선과 $\sigma_1=\sigma_3$ 직선의 교차하는 점에 해당하는 σ_3 의 값을 초과할 수는 없다. 즉 이의 최대값은 다음과 같이 주어진다.

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \phi} \quad (5)$$

전단소성유동을 정의하는 함수 g^* 와, 인장소성유동을 정의하는 함수 g^* 로서 전체함수를 표현할 수 있다. 함수 g^* 는 비조합유동법칙(non-associated flow rule)을 따르며, 함수 g^* 는 조합유동법칙(associated flow rule)을 따르는데, 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$g^* = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi$$

$$N_\psi = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \quad (6)$$

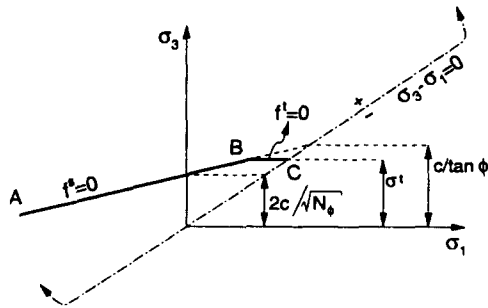


Fig. 7. Mohr-Coulomb failure criterion.

$$g^i = \sigma_3$$

여기서, ψ 는 dilation angle이다.

3.3 해석결과 및 검토

전술한 바와 같은 해석단계를 통하여 굴착 및 지보재 설치가 연속적으로 이루어지게 유도하였으나, Fig. 8에서 보는 바와 같이 25 m가 굴착된 시점에서 geometry의 이상이 발생하여 자동적으로 해석이 중단되었으며, 이러한 geometry의 이상은 인버트의 용기에 의한 것이 주원인인 것으로 판단된다. 그림에서 shear는 전단파괴를, tension은 인장파괴를 의미하며, -p는 과거에 발생한 사실을, -n는 현재 발생하고 있다는 것을 의미한다.

즉, 터널 상부 지반은 전체적으로 전단영역에 속하고 있으며, 터널 바닥부에서는 용기에 의한 인장영역이 발생하고 있음을 알 수 있다. 전체적인 소성영역의 분포는 터널 하부 지반의 경우, 터널 폭에 대해 약 2D~2.5D까지 나타나고 있으며 개착부 사면의 하단부에서도 일부 전단영역이 발생하고 있음을 알 수 있다.

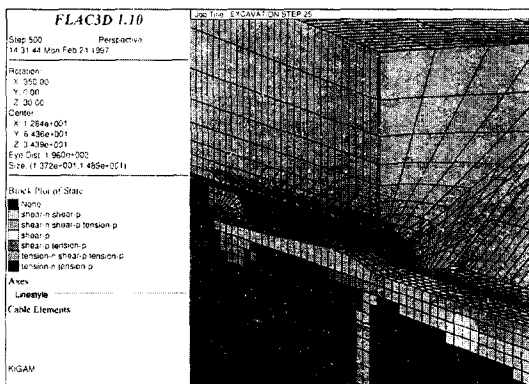


Fig. 8. Block plot of state for the current situation.

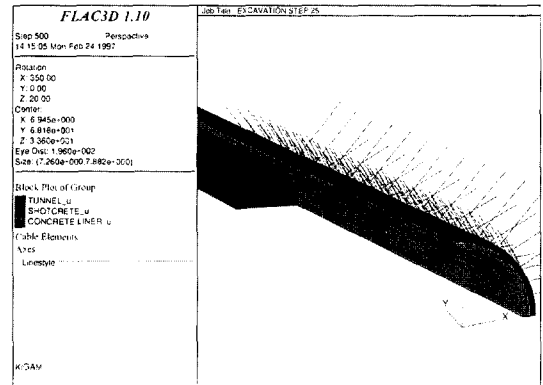


Fig. 9. A tunnel shape and a support pattern (25 m excavation, shotcrete, concrete liner, rockbolt and forepoling).

여기서 유의할 점은 지보재의 물성치를 충분히 또는 이상적으로 고려하였으며, 변형은 허용하되 파괴는 발생하지 않는 탄성매질로 가정하였기 때문에 지보재에서는 전단 또는 인장영역이 나타나지 않고 있으며, 다만 지보재 바로 뒤의 암반에서만 다소 전단영역이 나타나고 있다. 인버트부분의 경우 터널굴착이 진행됨에 따라 굴착의 영향이 누적되면서 전단 또는 인장영역의 분포가 커지고 있음을 알 수 있으며, 터널 막장면에서는 전체적으로 전단영역이 발생하고 있다. Fig. 9는 25 m까지 굴착된 상태에서의 터널형상 및 지보형상을 나타내고 있다.

따라서 해석대상 지반의 변위발생중에서 연직방향성분에 대해서만 다시 살펴보면 Fig. 10과 같은데, 인버트의 용기량은 터널시점 약 10 m 지점에서 최대 0.75~1.0 m 가량이 발생하고 있으며, 이러한 인버트의 용기에 의하여 터널직상부 지표면에서부터 우측으로 약 45° 각도가 되는 지점에서 최대의 지표침하량이 발생하고 있다.

전체적으로 굴착이 진행됨에 따라 지표면에서의 침하발생량은 계속적으로 증가하고 있음을 알 수 있으며, 특히 터널입구부 직상부 지표면에서의 변위발생량은 25 m 굴착시 최대 약 12cm 가량이 발생하고 있음을 알 수 있다.

이는 실제 NATM시점부에서 발생했던 것과 유사한 양상의 터널붕괴 및 지표침하양상을 보여주는 것으로서, 본 해석에서 고려한 지보패턴으로는 터널의 안정성을 보장할 수 없는 것으로 밝혀졌다.

이상의 결과를 종합해 보면, 터널굴착에 따라 터널상

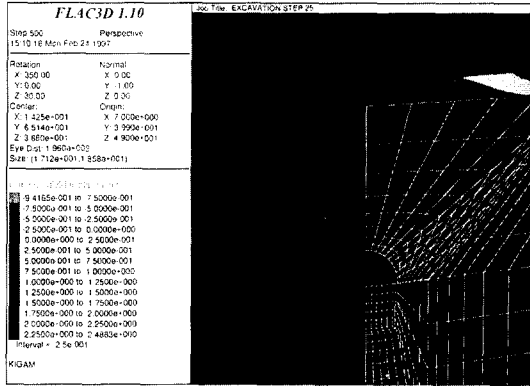


Fig. 10. Contours of Z-displacement with a velocity vector.

부지반은 거의 다 인장 및 전단영역에 들어가게 되며, 터널하부지반은 터널폭의 2D~2.5D까지 그 영향력을 미치고 있어 라이닝을 실시한 후에도 터널의 안정성은 보장되기 어려울 것으로 판단된다. 또한 터널상부지반의 변형거동은 대부분 인버트의 용기로 인해 나타나고 있으며, 굴착진행에 따라 용기량도 증가하는 추세여서 인버트의 폐합 내지는 상반굴착후 일시적 단면폐합이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

3.4 터널의 붕괴원인 분석

○○터널 갱구부의 붕괴원인으로는 우선 터널상부지반의 연약성을 충분히 고려하지 못한 지보패턴의 선정에 있겠으나, 무엇보다도 갑작스런 강우에 의한 지하수위의 상승으로 터널상부지반의 강도특성이 현격히 저하되었음에 있다고 하겠다. 이는 지하수위를 고려하지 않은 상태에서 해석한 결과 터널의 안정성이 보장되었던 사실로도 알 수 있는데, 특히 점토질 성분이 다량 포함되어 있는 상부 토사층이 강우시 일종의 대수층(acquifer) 역할을 하면서 상재하중의 증가에 일조를 함으로써 갑작스런 터널 및 상부지반의 붕괴를 초래한 것으로 판단된다.

이는 Fig. 11에서도 알 수 있는데, 즉 휘폴링설치에 따라 터널상부지반이 다소 보강되면서 강관에서는 최대축력이 0.36ton가량이라도 나타나고 있으나, 록볼트에서는 축력이 거의 걸리지 않고 있으며, Fig. 12에서 보는 바와 같이 이 록볼트는 최대 13 cm 가량 움직이고 있어 보강효과가 사실상 없는 것으로 여겨진다.

3.5 보강후 지보패턴에 대한 해석결과 및 검토

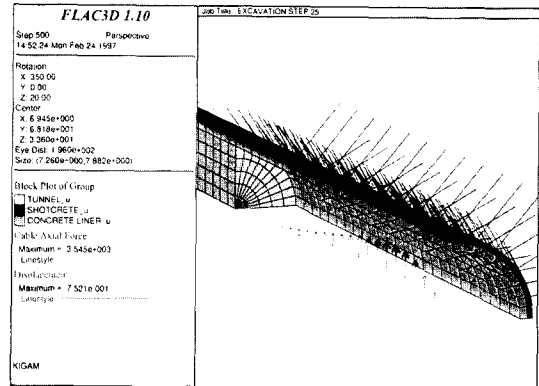


Fig. 11. Displacement of the invert and the axial forces of forepoling and rockbolts.

전술한 바와 같이 ○○터널 갱구부의 붕괴원인을 제거하여 터널의 안정성을 확보하기 위해서는 터널상부지반에 대한 차수 및 보강이 반드시 고려되어야만 할 것이다.

당초 설계안에 의한 안정성 해석을 실시한 결과, 전단 및 인장영역이 터널폭의 2D~2.5D 범위까지 나타났던 점으로 미루어 볼 때, 차수 및 보강범위는 최소한 터널폭의 2D 이상은 되어야만 할 것으로 판단된다. 따라서 본 해석에서는 터널상부지반에 대한 보강공법으로서 강관다단 그라우팅^{7,8)}에 의한 갱내보강으로 beam체 형성을 유도하고 시멘트밀크 주입에 의한 지상보강으로 외곽차수효과를 노리고자 한다.

특히, 강관다단 그라우팅의 경우 갱구부 약 8 m 구간은 강관을 4열로 설치하고 나머지 미굴착부 약 102 m 구간은 1열로 설치하며, 시멘트 밀크 주입의 경우 미굴

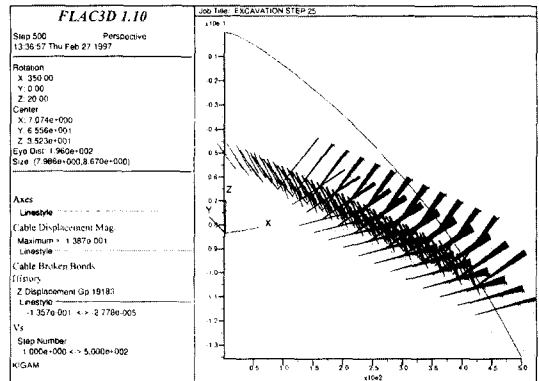


Fig. 12. Z-displacement of the surface right above the portal.

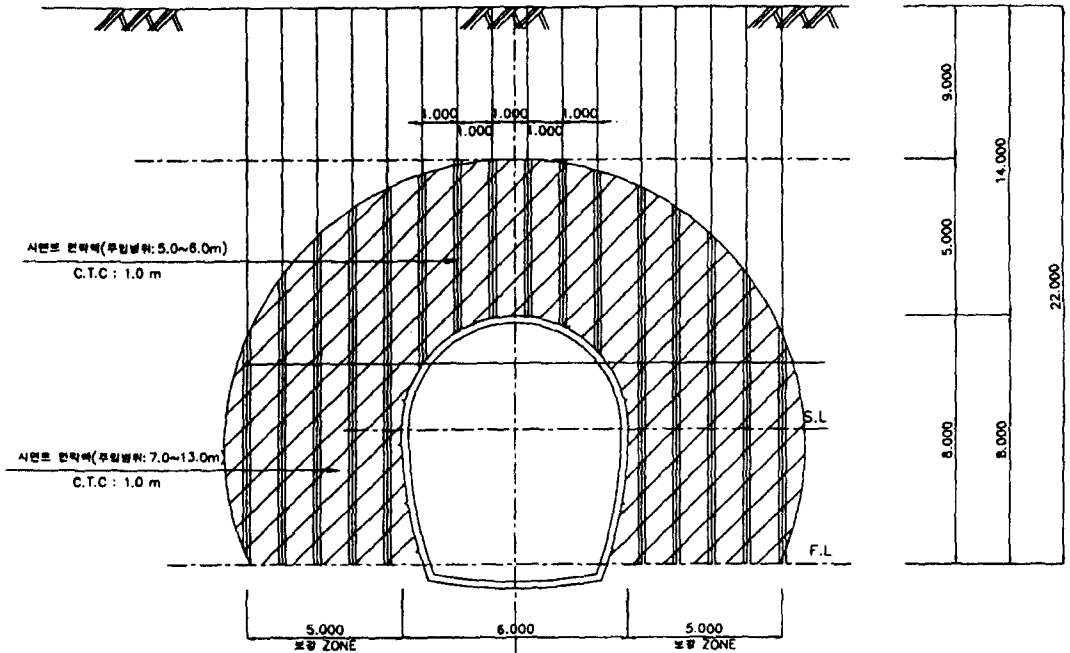


Fig. 13. Schematic diagram for the reinforced rock mass.

착부 중에서 지반조건이 양호해질 때까지 약 54 m 구간에 대하여 굴착단면에서부터 5 m 범위까지 방사상으로 시멘트 밀크 그라우팅을 실시하는 것으로 하였다.

Fig. 13에서는 이와 같은 조건으로 지반보강이 실시된 보강영역을 개략적으로 보여주고 있다. 그림에서는 터널상반만 보강을 한 것처럼 보이나 실제로는 터널 상하반 모두에 대해 보강을 실시한 것이다.

일반적으로 강관단단 그라우팅 및 시멘트 밀크 그라우팅 등에 의하여 토사층 또는 풍화토의 탄성계수가 20~40배 가량 증대되는 것으로 알려져 있으나, 본 해석

에서는 다소 보수적으로 고려하여, 지반보강이 실시된 영역에 대하여 탄성계수가 보강 전에 비하여 10배로 증가한 것으로 고려하여 해석을 수행하였다.

이러한 지반보강 조건하에서 터널굴착에 따른 지반 안정성을 검토한 결과를 소성영역분포도로 나타내면 Fig. 14와 같은데, 보강전 지보패턴에 의한 해석결과와의 비교를 위하여 동일한 굴진장만큼(25 m) 굴착해 들어갔을 때를 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 상반굴착시 인버트 폐합이 이루어지지 않았음에도 불구하고 터널바닥의 융기현상은 현저히 줄어들었음을 알

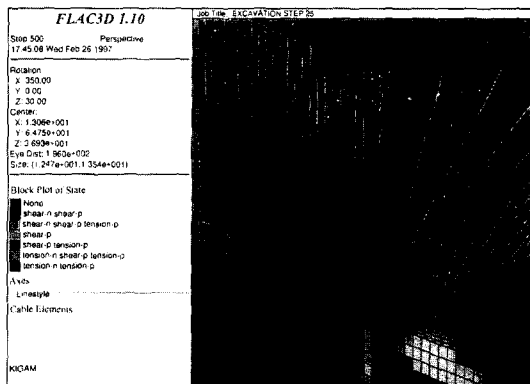


Fig. 14. Block plot of state for the reinforced rock mass.

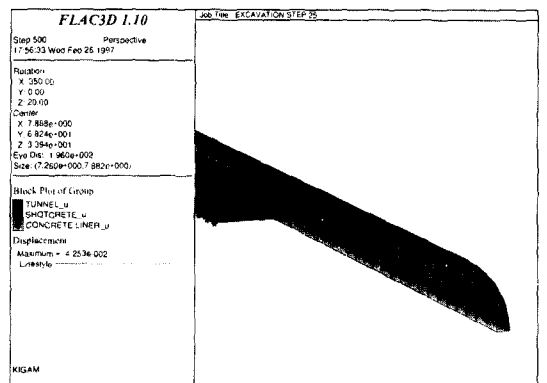


Fig. 15. Z-displacement along the tunnel axis.

수 있으며, 터널상부지반에서도 활동성 파쇄대는 나타나지 않고 있다.

터널의 중심축을 따른 연직방향 변위발생상황을 보더라도 인버트의 응기현상은 전혀 찾아볼 수 없으나, 단지 터널 막장면 부근에서 최대 약 4 cm 가량의 변위가 발생하고 있다(Fig. 15참조). 그러나 이는 아직 터널상부지반에 대한 보강이 실시되지 않은 까닭이며, 터널 굴착진행에 선행하여 실시되고 있는 지반보강이 실시될 경우 이러한 변위발생은 충분히 억제될 것이다.

이상의 결과를 종합해 보면, 본 해석에서 적용한 보강조치는 충분히 그 효과를 발휘할 수 있을 것으로 판단되나, 여기서는 상반굴착에 대해서만 해석을 수행하였으므로 상하반 모두 굴착시 터널의 안정성을 충분히 보장하기 위하여 반드시 인버트의 폐합이 뒤따라야 할 것으로 판단된다.

4. 결 론

당초의 설계안에 대하여 안정성해석을 실시한 결과, 굴착이 진행됨에 따라 지표면에서의 침하발생량은 계속적으로 증가하고 있음을 알 수 있으며, 특히 터널입구부 직상부 지표면에서의 변위발생량은 25 m 굴착시 최대 약 12 cm 가량이 발생하고 있어, 터널시점부에서 발생했던 것과 유사한 양상의 터널붕괴 및 지표침하양상을 보여주고 있다.

이러한 터널붕괴 및 지표침하의 원인으로는 우선 터널상부지반의 연약성을 충분히 고려하지 못한 지보패턴의 선정에 있겠으나, 무엇보다도 갑작스런 강우에 의한 지하수위의 상승으로 터널상부지반의 강도특성이 현격히 저하되었음에 있다고 하겠다. 특히 점토질 성분이 다량 포함되어 있는 상부 토사층이 강우시 일종의 대수층 역할을 하면서 상재하중의 증가에 일조를 함으로써 갑작스런 터널 및 상부지반의 붕괴를 초래한 것으로 판단된다.

따라서, 이러한 붕괴원인을 제거하고 터널의 안정성을 확보하기 위해서는 터널상부지반에 대한 차수 및 보강이 반드시 고려되어야만 하는바, 강관다단 그라우팅을 4열로 설치하고 굴착단면에서부터 5 m 범위까지 방사상으로 시멘트 밀크 그라우팅공법을 적용하여 해석을 실시하였다.

해석결과 터널입구부 측벽에서의 횡방향 변위발생량은 보강전에 비하여 약 2/3가량으로 줄어들었으며, 지

표면에서의 연직방향 변위발생량 역시 일정한 수준으로 수렴하고 있음을 알 수 있다. 특히 터널입구부 직상부 지표면에서의 변위발생량은, 보강전에는 25 m 구간을 굴착할 때 최대 약 12 cm 가량이 발생하였던 것이 보강 후에는 거의 나타나지 않고 있다.

따라서, 여기서 적용한 보강조치는 충분히 그 효과를 발휘할 수 있을 것으로 판단되나, 본 해석에서는 상반굴착만 고려하였으므로 상하반 모두 굴착시 터널의 안정성을 충분히 보장하기 위하여 인버트의 폐합이 반드시 이루어져야 할 것이며, 지상보강의 경우 터널굴착에 따라 실시되는 것보다는 사전에 미리 실시되는 것이 지반안정성에 유리할 것으로 판단된다.

최근 국내에서도 강관다단그라우팅 공법 등 연약지반에 대한 지보패턴에 지대한 관심이 쏟아지고 있는데 실시된 수치해석이라는 점에 있어서 본 연구는 큰 의미를 지닌다 하겠다. 특히 기존의 2차원적 터널안정성 해석시 터널굴착의 진행효과를 나타내기 위한 일종의 방법으로서 하중분담율을 적용하여 왔으나, 다소 정밀하지 못한 해석결과를 양산할 수도 있었다. 그러나, 3차원 해석을 실시함으로써 실제 현장조건과 똑같이 굴착 및 지보과정을 분리하여 해석에 고려함으로써 안정성 해석결과의 신뢰도를 증대시킬 수 있었다.

그러나 무엇보다도 중요한 것은 얼마나 정확히 해석대상 지반을 수치적으로 표현하느냐 하는 것인데, 본 연구에서는 설계 당시의 지반조사자료 외에도 새로이 표준관입시험, 현장투수시험, 공내재하시험, 실내토질시험, 실내암석시험 등, 3차원 수치해석의 입력자료의 신뢰도를 높이기 위한 각종 지반조사작업이 수행되었다. 따라서 수치해석 대상지반을 정확히 표현하기 위한 충분한 지반조사작업이 이루어져야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. Bell, F. G., 1993, Engineering geology, Blackwell Scientific Publications, pp.133-179.
2. Hoek, E., and J. W. Bray, 1981, Rock Slope Engineering, 3rd Ed., London: The Institute of Mining and Metallurgy.
3. ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1981, Rock characterization testing and monitoring : ISRM Suggested Methods (ed. by Brown, E. T.), Pergamon Press.
4. Itasca Consulting Group, Inc., 1996, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 1.1, Vol. I-III, Minneapolis:

ICG :

5. Vermeer, P. A. and R. de Borst, 1984, Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock, *Heron*, 29(3), pp.1-64.
6. 전효택, 이수곤, 박형동, 1990, 풍화단계에 따른 서울 화강암의 지질공학적 특성연구, 한국자원공학회지, 제27권, pp.145-153.
7. 한국건설기술연구원 연구보고서, 1994, 강관보강형 다단 그라우팅공법의 개발, 210p.
8. 한국지반공학회, 1995, 연약지반, 585p.
9. 한국철도기술협회, 1990, 구조계산서(터널)- 경전선 효천-송정리간 철도이설 및 개량 실측기타, 245p.