

터널 초저토피고 계곡부 터널보강방안 사례(II)



김낙영
한국도로공사 수석연구원
(ynagkm@ex.co.kr)

4. 보강대책

4.1 보강개요

터널은 안정된 지하 지반에 인위적인 공동을 형성하여 불평형력을 초래하는 작업이기 때문에 최초의 굴착이 이루어진 무지보의 막장면에서 가장 불안정한 상태를 이루게 되고, 이어서 1차 지보재가 설치됨에 따라 점차 안정적인 지하 구조물이 되는 특성을 가지고 있다. 지하에 공동을 형성하였을 때, 무지보 터널 막장이 일정 시간동안 자립할 수 있는 것은 터널 주변지반의 응력과 변위가 재배치되는 아칭효과(arching effect)에 기인한다. 그림 5와 같이 아칭효과는 3차원 상으로 터널의 종방향과 횡방향으로 하중이 전이되어 발생하게 된다. 지반 굴착으로 발생하는 지하공동 주변지반의 응력과 변형은 터널의 기하학적 모양과 무지보 굴착거리 등의 시공조건과 지반의 특성과 같은 지반 자체의 조건에 따라 다양한 양상을 보인다.

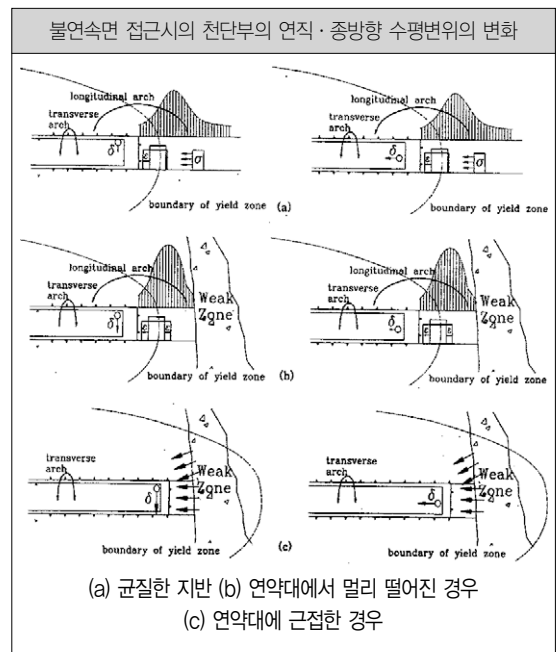


그림 5. 불연속면 접근시의 천단부의 연직·종방향 수평변위의 변화 (Schubert, 1996)

횡방향아칭효과는 굴착 지반의 강도가 작으면 굴착 단면에서 멀리 떨어져 발생하여 이완영역이 커지며, 강도가 커질수록 굴착 단면 가까이 아칭효과가 발생하여 상대적으로 이완영역이 감소하게 된다. 즉, 아칭효과 및 이완영역은 지반의 강도와 매우 밀접한 관계가 있다.

균질한 암반에서의 터널 막장 전방의 응력은 종방향 아칭효과에 의해 증가하게 되고, 이 증가된 응력에 의해 막장 전방에서 터널 안쪽으로 종방향 변위가 발생하게 된다. 터널 막장 전방에 파쇄대 같은 불연속면이 존재할 시에 아칭효과에 의해서 터널 막장 전방의 응력이 크게 증가된다. 이로 인해서 터널 내부로의 변위가 더욱 증가하게 된다. 터널 막장이 연약 암반대에 더욱 근접할 시에는 아칭효과가 발생하지 않아 불연속면을 구속하는 하중이 매우 작아지게 된다. 따라서 불연속면의 지반 특성치가 상대적으로 터널 주위의 암반보다 작아서 하중변화에 대하여 거동이 커지게 되며, 터널의 천단부에서 연직 변위도 더욱 크게 증가하게 된다. 계곡부는 지리적 특성상 터널 굴착에 의한 막장 자립을 아칭영역대의 증가로 터널에 작용하는 하중이 증가하게 되어 지반조건 및 지형조건을 충분히 고려하여 보강계획을 수립하여야 한다.

터널 계곡부 1구간, 2구간 및 3구간은 최소 토피고가 2.14m, 12.6m 및 3.38m이며, 터널 주변을 구성하고 있는 지층구성이 풍화토 및 파쇄 연암으로 구성되어있다. 이와같은 계곡부 구간에서 굴착시공에 따른 터널 안정성 확보를 위해서는 반드시 사전에 터널 보강공사를 실시하여야 할 것으로 판단된다.

4.2 보강공법의 적용

터널 계곡부에 대한 보강대책은 지형 및 지질조건을 고려하여 적절한 보강공법을 적용하여야 한다. 따라서, 적용 가능한 터널 지상부에서의 보강방법과 터널내부에서의 지보패턴 변경, 터널내부 보조공법의 적용으로 구분하여 제시하고자 한다.

4.2.1 터널내부 보조공법의 적용

NATM 공법에서는 굴착 후 즉시 슛크리트를 시공하는 것이 중요하며 그 사이(보통 3~4시간)막장이 자립하는 것이 안전시공의 전제가 된다. 또 용수가 많아 슛크리트의 시공이 곤란한 경우에는 주변 지반의 상태, 용수상태에 따라서 보조공법을 병행할 필요가 있다.

보조(보강)공법 중 본 과업에 적합할 것으로 판단되는 천단 및 막장 안정을 위한 공법은 소구경 강관다단 그라우팅공법, 대구경 강관 다단 그라우팅공법 및 차수 그라우팅공법 등이 있으며, 현장 조건 등을 고려하여 실시설계 시 적용된 소구경 강관다단 그라우팅공법, 대구경 강관다단 그라우팅공법 및 차수 그라우팅공법을 지반 및 지형조건에 따라 적용하는 것으로 결정하였다(표 12).

4.2.2 터널내부 지보패턴의 추가적용

NATM 터널의 기본적 개념은 지반이 스스로 지보역할을 수행하는 것으로 규정하고 이에 따른 보조적으로 적정 지보공을 적용하여 터널의 안정성을 확보한다. 그러나 지질조건, 지진 등의 외부충격, 공용에 따른 장기적 강도저

표 12. 적용 가능한 터널 내부 보조공법

구 분	대구경 강관다단 그라우팅	소구경 강관다단 그라우팅	차수 그라우팅
공 법 개 요	터널 굴착전에 주변지반을 천공하고 대구경 강관(φ114mm)을 삽입한 후 그 강관속에 패커를 삽입하고 그라우트를 다단식으로 주입하여 주변 지반을 강관과 함께 일체화하여 이완영역을 최소화시키며 이로 인한 Beam Arch효과를 동시에 얻는 공법이다.	터널 굴착전에 주변지반을 천공하고 강관(φ60.5mm)을 삽입한 후 그 강관속에 패커를 삽입하고 그라우트를 다단식으로 주입하여 주변 지반을 강관과 함께 일체화하여 이완영역을 최소화시키며 이로 인한 Beam Arch효과를 동시에 얻는 공법이다.	다량의 용수가 출현할 수 있는 지형조건에서 터널 주변지반이 지층조건이 파쇄 암반층, 풍화대층인 경우 굴착에 따른 용수 발생을 최소화 하여 막장안정성을 확보하는 공법이다.

표 13. 터널내부 추가 지보패턴 적용(안)

구 분	추가 지보패턴 적용(안)	
	P-6-3	P-6-4
개 요 도		
굴 착 장	1.0m/1.0m	1.0m/1.0m
숫크리트	강섬유보강숫크리트 t=16cm	강섬유보강숫크리트 t=16cm
Rock Bolt	L=4.0m, 횡간격 1.2m, 종간격 1.0m	-
각부보강	-	L=6.0~7.0m, 횡간격 0.5m, 종간격 2.0m
강 지 보	H-150×150×7×10	H-150×150×7×10
라 이 닝	t=30cm	t=30cm
보조공법	대구경 강관다단 그라우팅(상반)	대구경 강관다단 그라우팅(상반)

표 14. 극 저토피부 보강방안 비교표

구 분	상부 토사 되메우기 공법	상부 콘크리트 보강공법	개 착 공 법
공 법	터널 내부보조공법인 강관다단그라우팅이 시공 가능한 토피를 확보하기 위하여 상부지반을 일정 높이(6.0m)로 토사로 메운 후 소형 다짐기를 이용하여 다짐하는 공법이다.	터널 내부보조공법인 강관다단그라우팅이 시공 가능한 토피를 확보하기 위하여 대상 구간의 표토층에 대한 부분 개착을 실시하고 극 저토피고 상부에 콘크리트 Slab를 설치하는 공법이다.	극 저토피 구간을 개착하여 중간 갱구부를 형성하거나 또는 개착 후 콘크리트 라이닝을 타설하고 되메우기를 실시한 후 상부 복토를 실시하는 공법이다.
개 요 도			
특 징	<ul style="list-style-type: none"> • 소형 장비를 이용한 시공 • 내부보조공법 시공을 위한 토피고 확보 • 추가적인 개착이 필요없어 공사비 저렴 	<ul style="list-style-type: none"> • 공사용 진입로 개설 또는 콘크리트 배송관 설치 • 내부보조공법 시공을 위한 토피고 확보 • 그라우트재 유출 위험성 감소 	<ul style="list-style-type: none"> • 개착에 따른 비탈면 형성 • 1구간은 49m의 깎기 비탈면 형성 • 3구간은 45m의 깎기 비탈면 형성 • 공사용 진입로 개설
현 장 적용 성	<ul style="list-style-type: none"> • 장비 진입로 형성이 필요 • 되메움 토사 유출방지를 위한 우회수로 형성 필요 	<ul style="list-style-type: none"> • 3구간은 장비 진입이 가능하며, 1구간은 콘크리트 배송관 설치가 가능함 • 계곡수 배출을 위한 수로형성 필요 	<ul style="list-style-type: none"> • 비탈면 형성에 따른 추가 비탈면 보강 공법 적용필요 • 대규모 깎기 비탈면 형성으로 적용성 없음

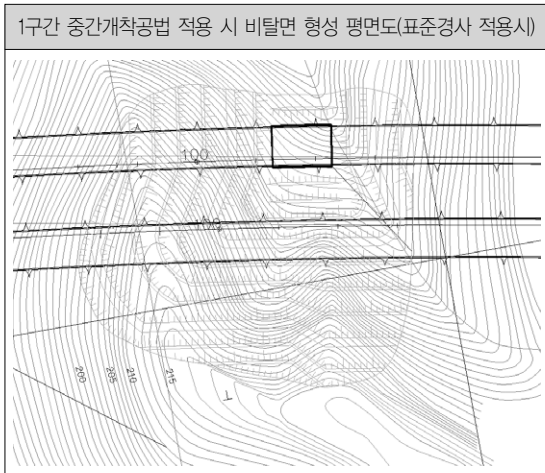


그림 6. 1구간 중간 개착공법 적용 시 비탈면 형성 평면도(표준경사 적용시)

하 등으로 콘크리트 라이닝에도 하중이 작용할 수 있는 것과 현장조건을 종합적으로 분석하여 단면 적정성 분석이 필수적으로 필요한 상태이다. 일반적으로 지보는 지반의 공학적인 능력을 평가하는 방법에 따라 지반을 다음과 같이 2가지로 분류할 수 있다.

- ① 자체 지보능력이 없는 하중으로서의 지반
- ② 자체 지보능력을 보유하고 있는 지반

상기의 ①과 같이 지반이 하중으로만 작용하는 경우에는 모든 하중을 터널의 지보재가 충분한 안전율을 가지고 지지하도록 계획해야하며, 강한 부재가 필요하다.

따라서 현장조건과 부합하는 지보패턴의 변경을 통하여 안정성을 확보할 수 있다. 본 검토구간은 기적용된 터널형상 및 지보패턴을 최대한 활용하여 굴착단면적의 변경 없이 지보패턴을 추가하는 방안을 수립하였다. 수립된 추가 지보패턴(안)은 표 13과 같다.

4.2.3 극 저토피부 보강방안

터널 계곡부 1구간 및 3구간 평택방향은 최소 토피고가 2.14m 및 3.38m로 극 저토피부에 해당되어 개착공법, 상부 보강공법(상부 콘크리트 보강공법, 상부 토사 되메우기 공법)에 대한 검토를 실시하였다.

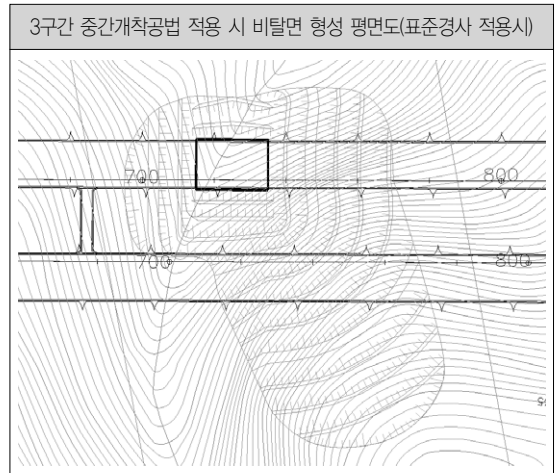


그림 7. 3구간 중간 개착공법 적용 시 비탈면 형성 평면도(표준경사 적용시)

개착공법의 경우 1구간 및 3구간의 지형적인 조건이 급경사지를 이루고 있어 중간 개착부를 형성하는 하는 경우 1구간의 경우 표준 경사를 적용하는 경우 최대 49m의 대절토 비탈면이 형성되며, 3구간의 경우에도 최대 45m의 대절토 비탈면이 형성되는 것으로 나타났다(표 14, 그림 6, 7).

4.3 구간별 터널 보강 방안

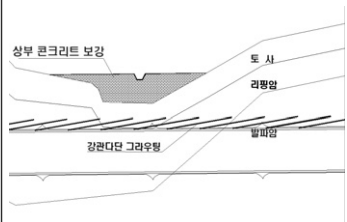
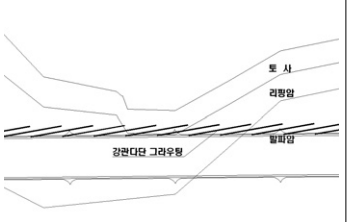
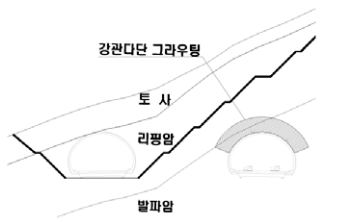
4.3.1 계곡부 1구간

계곡부 1구간은 최소 토피고 2.14m로 극 저토피부가 있으며, 풍화암의 심도가 깊어 터널 바닥까지 풍화암이 존재하는 것으로 예측되었다. 따라서 상기 제시한 터널 내부보조공법, 지보패턴 변경 및 극 저토피 보강안을 고려하여 다음표 15와 같이 보강대책(안)을 검토 하였다.

4.3.2 계곡부 2구간

계곡부 2구간은 최소 토피고 12.62m로 터널 내부보조공법인 강관다단 그라우팅 시공성 확보를 위한 충분한 토피고가 확보되는 것으로 나타났으나, 대상 구간에서 수행된 실시설계 시추(TB-3)결과를 토대로 판단할 때 암반층이 심한 파쇄상태를 나타낼 것으로 판단된다. 따라서 상기 제시한 터널 내부보조공법, 지보패턴을 고려하여 다음과 같이 지보패턴을 하향 변경 적용하는 것으로 계획하였다.

표 15. 계곡부 1구간 터널 보강 방안 비교표

구 분	1 안	2 안	3 안
	강관다단 그라우팅 + 상부 콘크리트 보강(상행방향)	강관다단 그라우팅	강관다단 그라우팅 + 개착공법(상행방향)
공 법 개 요	강관다단 그라우팅 시공을 위한 토피 확보를 확보하기 위하여 평택방향 일부구간에 콘크리트로 피복을 실시하고 저토피 구간에 대하여 강관다단 그라우팅 공법으로 터널 안정성을 확보하는 방안으로 토사 유출 및 세굴을 방지하여 장기적인 터널 안정성을 확보할 수 있다.	터널 내부보조공법인 강관다단그라우팅 공법으로 터널 안정성을 확보하는 방법으로 강관다단 그라우팅 시공 시 시공오차에 의하여 지상부로 보강재 노출 및 주입재 유출 가능성이 있다.	극 저토피 구간인 평택방향은 중간 개착부를 형성하며, 제천방향은 터널 내부보조공법인 강관다단 그라우팅공법으로 터널 안정성을 확보하는 방안이다. 평택방향 중간 개착부시 대규모 비탈면이 형성되며, 대형장비 진입을 위한 공사용 진입로를 형성하여야 한다.
개요도			
추 천 안	◎		

4.3.3 계곡부 3구간

계곡부 3구간은 최소 토피고 3.38m로 극 저토피부가 있으며, 시공 중 시추조사 결과 터널 굴착영역 대부분에 암반이 출현하며 심한파쇄 상태로 예측되었다. 따라서 상기 제시한 터널 내부보조공법, 지보패턴 변경 및 극 저토피 보강안을 고려하여 계곡부 1구간과 동일한 보강대책(안)을 검토하였다.

대하여 수행하였다.

5.2 해석 프로그램

3차원 수치해석에 사용한 프로그램은 MIDA/GTS 3D이며, 지반요소의 거동을 고려하기 위해서 Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown Yield Criteria 등의 파괴기준을 사용하고, 기타요소의 거동을 고려하기 위해서는 General Elastic-Perfectly Plastic Theory 이 파괴기준을 사용한다.

본 Program은 8절점, 6절점의 평면 변형요소, 2절점의 Beam, Truss, spring요소 등을 포함 하고 있어 다양한 지반해석에 사용할 수 있으며, 일반적으로 3차원 터널 안정 해석 수행시에는 슛크리트, 강관다단그라우팅은 Beam요소, 지반은 8절점 및 6절점의 평면 변형요소를 사용하여 해석을 수행한다.

5. 터널 안정성 검토

5.1 안정해석 개요

터널 안정해석은 계곡부를 통과하는 노은1터널의 안정성을 확보하기 위하여 수립된 보강대책에서 터널 안정성 확보 여부를 판단하기 위하여 수행하였으며, 지형적인 조건을 고려할 수 있도록 3차원 수치해석을 계곡부 3개소에

5.3 입력 물성치

3차원 수치해석에 적용한 입력 물성치는 실시설계 보고서(터널해석보고서, p97)에서 산정한 물성치를 적용하는 것으로 계획하였으며, 암반 파쇄상태와 시공 중 공내 재하시험 결과를 고려하여 각 해석 구간별 적용한 물성치는 표 16과 같다.

5.4 강관다단 그라우팅 보강구간 적용 지반 물성치

해석시 지반의 변형계수가 크지 않은 불량지반일수록 변형억제 효과가 우수한 보강효과를 고려하기 위하여 아래와 같은 연구사례들을 조사한 결과 보강된 붕적층은 보강전의 10배, 암반은 4.0배 정도 증가시켜 적용하였다.

5.4.1 탄성계수

- 사례 I : “3차원 터널해석에 의한 강관다단 그라우팅의 보강효과”, 김학문 등, 한국지반공학회 ⇒ 현장 시험을 통하여 개량풍화토의 탄성계수와 포아송비를 측정하였다.
- 사례 II : “그라우팅에 의한 터널보강효과의 연구”, 김문경 등, 한국암반공학회 ⇒ K. Kikuchi와 Y. Mito(1995)의 연·경암 지반에서 그라우트재에 의한 원지반의 강화효과는 실험결과 탄성계수가 2배 정도 증가한다는 적용사례를 인용하고 있다.
- 사례 III : “연약지반내 굴착터널의 안정성 평가 및 최적보강설계에 관한 연구”, 신희순 등, 한국암반공학

회 ⇒ 일반적으로 강관다단 그라우팅 및 시멘트 밀크 그라우팅 등에 의하여 토사층 또는 풍화토의 탄성계수가 20~40배 가량 증대되는 것으로 알려져 있다고 언급한 후, 지반보강이 실시된 영역에 대하여 탄성계수를 보강전의 10배를 적용하였다.

- 사례 IV : “Umbrella Arch 공법에 의한 터널 천단부 보강시 주변지반의 거동에 관한 연구”, 배규진 등, 한국암반공학회 ⇒ 현장에서 시공전과 시공후의 지반 개량 효과를 파악하기 위해 풍화암층 구간에 위치한 터널막장 천단부에서 수평천공 후, 공내재하시험을 실시하였다. 시험결과, 지반 보강 후 탄성계수가 약 4배 정도 증가하였다고 한다.
- 사례 V : “Umbrella Arch 공법이 적용된 터널의 3차원 유한요소해석에 관한 연구”, 문현구 등, 한국암반공학회 ⇒ 풍화암의 탄성계수와 포아송비의 실측치와 강관과 그라우트 구근의 면적비를 이용하여 등가탄성계수를 구하는 방법을 제시하였다.

$$E = \frac{(A_t - A_s) \cdot E_g + A_s \cdot E_S}{A_t}$$

여기서, E: 등가 탄성계수, E_g : 보강지반의 탄성계수
 E_S : 강관의 탄성계수, A_t : 전체 면적
 A_s : 강관 면적

- 사례 VI : “Case Study on the Mechanical Improvement of Rock Mass by Grouting”, Rock Foundation, Kohkichi Kikuchi, Yoshitada Mito,

표 16. 해석에 적용한 입력 물성치

암반등급	단위중량(kN/m ³)	변형계수(MPa)	포아송비	점착력(kPa)	마찰각(°)	비 고
I	27	18,000	0.18	2000	45	
II	26	10,000	0.21	1000	40	
III	26	6,000	0.25	500	37	2구간 암반
IV	25	3,000	0.27	200	36	1구간 암반
V	23	1,000	0.30	50	35	3구간 암반
풍화암	21	400	0.30	30	33	
토 사	19	30	0.35	15	30	

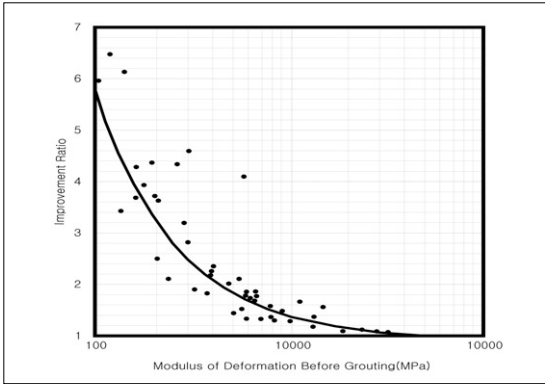


그림 8. 주입전 암반변형계수와 주입후 보강비의관계

1995, Balkema, pp. 393~397

- 현장시험을 실시하여 주입전 암반의 변형계수와 주입후 암반의 변형계수의 관계를 결정(지수함수적인 관계를 나타냄)
- 주입전 암반의 변형계수와 주입후 보강비의 관계 (그림 8)

5.4.2 점착력

- 일반적인 토사지반에서 점착력은 Grouting 후 수배 내지 십수배까지 증가하나 암반을 대상으로 할 경우 약 1.15~2배정도 증가되는 것으로 연구됨

- Kikuch & Mito(1995)에 의하면 Grouting 후 풍화암의 평균점착력은 120tonf/m²정도 되는 것으로 연구됨

5.4.3 내부마찰각

- Grouting을 하여도 내부마찰각은 거의 변화가 없는 것으로 보고되고 있으므로 본 설계시의 원지반 내부마찰각은 그대로 이용함

5.5 지보재 물성치

지보재 물성치는 기 설계자료를 적용하였다. (표 17)

5.6 안정성 판정기준

5.6.1 슛크리트 허용응력 (표 18)

5.6.2 록볼트 허용응력 (표 19)

5.6.3 허용변위

터널 천단 및 내공변위에 대한 허용기준은 본 현장의 지질조건 및 표 20의 국내의 터널변위 관리기준을 참고하여 2.0cm로 하였다.

표 17. 적용 지보재 물성치

구 분	압축강도(MPa)	탄성계수(MPa)	단면적(m ² /m)	단위중량(kN/m ³)
연한 슛크리트	20	5000	0.05~0.16	24
강한 슛크리트	20	15,000	0.05~0.16	24
록 볼 트	-	210,000	4.91×10 ⁻⁴	-

표 18. 슛크리트 관리기준

구 분	기 준	스�크리트	
		설계기준강도(MPa)	허용응력(MPa)
허용압축응력	0.4f _{ck}	f _{ck} = 20	8.00

표 19. 록볼트 관리기준

구 분	록볼트			
	단면적(m ²)	항복강도(MPa)	허용응력(MPa)	허용축력(kN)
허용축력 (SD35, D25)	0.0005067	350	175	86

터널 초저토피고 계곡부 터널보강방안 사례(II)

표 20. 국내 · 외 터널변위 관리기준

국내외 기준		구분조건		관리기준치			
일본 (주)TOBISHIMA건설 ¹⁾ • 터널직경 10m 기준 • 주의레벨 II에서 시공법 변경, 보조공법 및 지보부재 추가 등 고려	지반조건		주의레벨 I		주의레벨 II		
			내공변위(cm)	내공변위속도	내공변위(cm)		
	경암지반		2~3	5mm/day가 3일 이상	3~5		
	연암지반		3~5	상동	5~7		
	토사	사질토	2~3	상동	3~5		
	지반	점성토	3~5	10mm/day가 3일 이상	5~7		
평창성지반		10	30mm/day가 3일 이상	20~30			
일본 (주)SIMIZU건설 ³⁾ • 내공변위는 수평축선 기준	지반분류		내공변위(mm)	내공변위구배 (mm/m)			
				막장에서의 거리			
				0~0.5D	0.5D~1.5D	>1.5D	
	봉적토	기준치	40	8	4	2	
		경계치	80	16	8	4	
		경계치	80	16	8	4	
	기반암	기준치	30	6	3	2	
경계치		60	12	6	4		
한계치		88	18	9	6		
오스트리아 Alberg터널 관리기준 ¹⁾	최대허용 변위		터널반경 및 R/B길이의 10% 이내				
	이상적인 변위		터널반경 및 R/B길이의 3~4% 이내				
	내공변위속도		2차 라이닝 설계강도에 따라서 200 kg/cm ² 인 경우, 0~1mm/30일 240 kg/cm ² 인 경우, 1~3mm/30일 320 kg/cm ² 인 경우, 3~5mm/30일				
일본 국철 관리기준 ⁵⁾	지반 분류	특S, IS	단 선	75 mm 이하			
			복 선	150 mm 이하			
		IN	단 선	25~75 mm 이하			
			복 선	50~150 mm 이하			
		IIN, VN	단 선	25 mm 이하			
			복 선	50 mm 이하			
프랑스 공업성 ¹⁾ • 천단침하 관리기준 • 단면적 50~100m ² 인 것으로 터널 Arch Crown의 절대 변위량이 관리기준임	최대허용변위량		경질지반에서 토피고에 따라 10~50m인 경우, 1~2cm 50~100m인 경우, 2~6cm 100m이상인 경우, 6~12cm	소성지반에서 토피고에 따라 10~50m인 경우, 2~5cm 50~100m인 경우, 10~20cm 100m이상인 경우, 20~40cm			
	1일 허용변위량		막장 통과 시, 전체 허용변위량의 1/5~1/4 1주일 경과 후, 전체 허용변위량의 1/20				
한국지반공학회 ²⁾	주의레벨 I		내공변위속도가 막장에서 5mm/일 이상	지반은 비교적 안정, 이완영역 발생 시작			
	주의레벨 II		내공변위속도가 막장에서 10mm/일 이상, 후방에서 5mm/일 이상	이완영역이 발생하는 것으로 간주			
	주의레벨 III		내공변위속도 가속	확실한 이완영역이 발생하는 것으로 판단			
서울지하철 3, 4호선 관리기준 ¹⁾ • K ₀ : 정지토압계수	항 복		K ₀	단선구간		복선구간	
				풍화토	풍화암	풍화토	풍화암
	천단침하(mm)		0.5	6.8~38.1	2.0~6.8	8.7~43.7	4.5~16.6
			1.0	0.4~9.0	0.9~1.5	-0.6	2.5~7.2
	내공 변위 (mm)	상반	0.5	8.3~44.2	3.2~11.4	2.0~12.4	2.4~5.5
			1.0	23.5~95.2	7.8~29.1	15.5~59.0	8.1~26.1
		하반	0.5	2.9~12.3	2.1~8.4	0.5~3.9	1.7~5.9
1.0			10.6~34.4	5.0~19.6	14.4~55.3	5.2~18.6	

표 20. 국내 · 외 터널변위 관리기준 (계속)

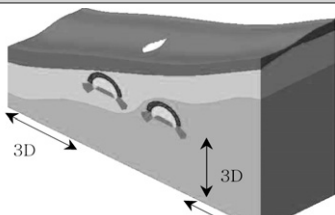
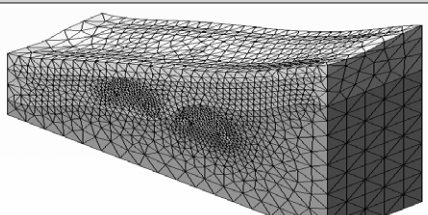

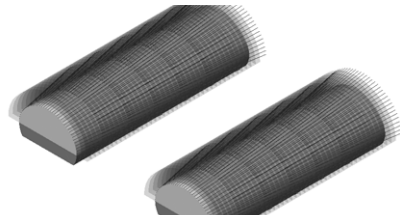
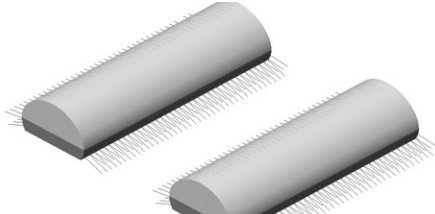
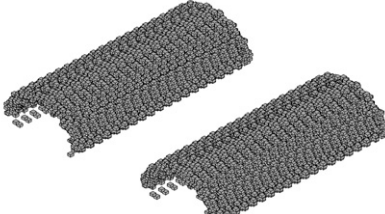
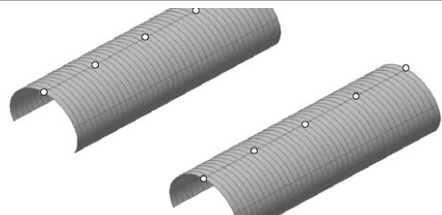
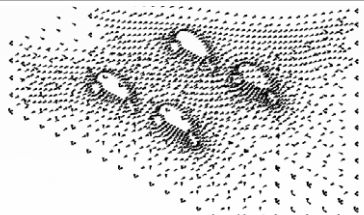
일본 토질공학회지 ⁴⁾ • 터널반경 5m 기준	지반분류	주의레벨 수준		
		I	II	III
	경암	0.3~0.5cm	1.0~1.5cm	3~4cm
	연암	0.5~1cm	1.5~4cm	4~11cm
	풍화암	1~3cm	4~9.5cm	11~27cm

- 1). 한국도로공사 (1995), 고속도로 터널설계 실무 자료집, 한국도로공사 설계사업소, pp.349~380.
- 2). 한국지반공학회 (1996), 지반공학시리즈 7 터널, 구미서관, 서울, pp.442.

- 3). 清水建設株式會社 (1998), “トンネル施工マニュアル”.
- 4). 櫻井春輔 (1986), “NATMにおける現場計測と管理基準値變”, 土と基礎, 第 34-2, pp. 5-10.
- 5). 高山 昭 (1993), N A T Mの理論と際, 日本土木工學仕, pp.31.

5.7 1구간 안정해석

표 21. 구간 터널안정성검토 공법별 모식도

<p>검토구간 모식도</p> 	<p>메쉬 생성도</p> 
<p>상 · 하반 굴진도</p> 	<p>강관다단그라우팅 설치도</p> 
<p>Rock bolt 설치도</p> 	<p>BOUNDARY 변경도</p> 
<p>숏크리트 설치도</p> 	<p>경계조건도</p> 

5.7.1 1구간 수치해석 결과

수치해석 결과는 다음과 같으며, 천단변위는 내공방향 이 (-), 내공변위는 →방향이 (+), ←방향이 (-)의 부호를 갖는다.

수치해석결과 최대천단변위는 평택방향 -5.58mm, 제천방향 -7.85mm, 최대내공변위 평택방향 -4.50mm, 제천방향 -2.70mm 내외로 나타났으며, 슛크리트 최대 휨 압축응력은 2.29 MPa, 락볼트 최대 축력은 61.93 KN/ea로 나타나 허용치를 모두 만족하는 것으로 검토되었다.

5.7.2 2구간 수치해석 결과

수치해석 결과는 다음과 같으며, 천단변위는 내공방향 이 (-), 내공변위는 →방향이 (+), ←방향이 (-)의 부호를 갖는다.

수치해석결과 평택방향과 제천방향 최대천단변위와 내공변위 모두 -1.00mm 내외로 나타났으며, 슛크리트 최대 휨 압축응력은 1.72 MPa, 락볼트 최대 축력은 7.84 KN/ea로 나타나 허용치를 모두 만족하는 것으로 검토되었다.

5.7.3 수치해석 결과

수치해석 결과는 다음과 같으며, 천단변위는 내공방향 이 (-), 내공변위는 →방향이 (+), ←방향이 (-)의 부호를 갖는다.

수치해석결과 최대천단변위는 평택방향 -1.93mm,

제천방향 -3.85mm, 최대내공변위 평택방향 -1.93mm, 제천방향 -1.40mm 내외로 나타났으며, 슛크리트 최대 휨 압축응력은 2.70 MPa, 락볼트 최대 축력은 49.88 KN/ea로 나타나 허용치를 모두 만족하는 것으로 검토되었다.

1,2,3구간에 대한 수치해석 결과 천단·내공 변위 모두 허용치인 20.0mm이내인 것으로 검토되었으며, 슛크리트 압축응력과 락볼트 축력도 허용치 이내 인 것으로 검토되었다.

6. 결 언

본 터널계곡부(저토피구간) 3개소에 대하여 안정성 평가와 필요한 대책을 수립·제시하여 안전한 터널시공이 이루어지게 하는데 그 목적이 있다.

1. 터널 계곡부는 3개소로 각 주요지점에 대한 시공측량 횡단면에 의하면, 각 구간의 최소 토피고는 표 22와 같다.
2. 계곡부 각 구간에 대한 지반조사 결과 및 설계 지보 패턴을 분석한 결과는 다음과 같다.
 - 가. 1구간은 실시설계 시추조사 결과, 탄성과 탐사 및 전기비저항 탐사 결과를 분석한 결과 풍화대(

표 22. 터널 계곡부 시공측량 결과

구 간			횡단 최소 토피고(m)		중단 최소 토피고 (m) (도로중심 기준)	
			위 치	실 측	위 치	실 측
1구간	상향방향	1+090~170	1+142.0	2.14	1+140.0	4.48
	하향방향	1+110~165	1+137.7	7.61	1+145.0	8.02
2구간	상향방향	1+395~440	1+416.3	12.62	1+416.3	13.31
	하향방향	1+389~433	1+412.6	16.91	1+412.6	17.80
3구간	상향방향	1+693~753	1+725.0	3.38	1+725.0	3.38
	하향방향	1+687~747	1+700.0	10.60	1+700.0	10.67

사 및 풍화압)의 심도가 깊게 출현할 것으로 예측되어 진다. 또한 상향방향은 당초보다 토피고가 약 6.7m 감소한 2.14m이며, 터널 하부까지 풍화대가 존재할 것으로 예측되어 안전한 터널 시공을 위해서 표 15와 같은 보강안이 적용되었다.

나. 2구간은 최소 토피고가 약 6.7m 감소한 12.62m(상향)로 실시설계 시추조사 결과 터널 주변의 암질이 심한 파쇄상태를 보이므로 보강안이 적용되었다.

다. 3구간은 최소 토피고가 약 6.7m 감소한 3.38m(상향)로, 시공 중 시추조사 결과 터널 주변 지반은 암반으로 형성될 것으로 예측되었으나 심한 파쇄상태를 나타낼 것으로 추정되어 안전한 터널 시공을 위해서 표 15와 같은 보강안이 적용되었다.

3. 터널내부 보조공법으로는 대구경 강관다단 그라우팅, 소구경 강관다단 그라우팅을 선정하였다.

4. 터널 보강 시 토피고가 확보되지 않는 계곡부 1구간 및 3구간은 시공성 및 장비 진입여부를 고려하여 토사 되메우기 공법, 콘크리트 보강공법 및 개착공법을 검토하였다. 개착공법의 경우 표준 경사를 적용할 경우 최대 비탈면 높이가 1구간의 경우 49m이며, 3구간의 경우 45m로 별도의 비탈면 안정대책 등이 필요한 것으로 분석되어 장비 진입성 등을 고려하여 향후 되메움 토사 유출에 따른 터널 안정성 저하요소가 없는 상부 콘크리트 보강공법을 적용하였다.

5. 계곡부 1구간은 지형적으로 최소 토피고가 2.1m(상향)이며 터널 하부까지 풍화대가 존재할 것으로 추정되었다. 따라서 터널 상부에는 터널내부 보조공법인 강관다단 그라우팅 시공성 및 토피고를 확보하기 위하여 상부 콘크리트 보강을 실시하였다.

6. 계곡부 2구간은 지형적으로 최소 토피고가 12.6m(상향)이며 터널 주변지반은 파쇄가 심한 암반으로 형성되어 있을 것으로 추정된다. 따라서 토피고가 약 1D정도 형성되는 상향방향은 강관다단 그라우팅 공법을 적용하였다.

참 고 문 헌

1. Lee, K. M. and Rowe, R. K., 1989, "Deformations caused by surface loading and tunnelling : The role of elastic anisotropy", *Geotechnique*, Vol. 39, No. 1, pp. 125~140, 1989
2. Addenbrooke T. I. and Potts, D. M., 2001, "Twin tunnel interaction", *Surface and subsurface effects, The International Journal of Geomechanics*, Vol. 1, No. 2, pp. 249~271
3. Attewell and Glossop, 1977, "Ground movements caused by tunnelling in soil"
4. Attewell and Woodman, 1982, "Predicting the Dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil"
5. Barrett, S.V.L., McCreath, D.R., 1995, Shotcrete support design in blocky ground : Towards a deterministic approach, "Tunnelling and Underground Space Technology", Vol. 10, No. 1, pp. 79~89.
6. Carmichael, R.S., 1989, "Practical Hand book of Physical Properties of Rocks and Minerals", pp.139-209
7. Deere, 1970, "design of tunnel support systems"
8. Hansmire and Cording, 1975, "Displacements around soft ground tunnels"
9. Karshenas, 1979, "Modelling and finite element analysis of soil behaviour"