

풍화대를 통과하는 도로 NATM 터널의 천단부 함몰에 대한 연구

Analysis on Surface Collapse of the Road NATM Tunnel through the Weathered Rock

신은철^{1*}, 유재성²

Eun-Chul Shin^{1*}, Jai-Sung Yoo²

¹Member, Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, College of Urban Sciences, Incheon National Univ., 119, Academy-Ro, Yeonsu-gu, Incheon, 406-772, Republic of Korea

²Ph.D Student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, College of Urban Sciences, Incheon National Univ., 119, Academy-Ro, Yeonsu-gu, Incheon, 406-772, Republic of Korea

ABSTRACT

The construction of the road NATM tunnel, which undergoes the weathered zone of the mountain, was in process with the reinforcement methods such as the rock bolt, shotcrete depositing, and the multi step grout with large diameter steel pipe. The collapse from the ceiling, and on the ground surface area(sink hole), of which were measured to be 25m from the ground surface($V=12m(W)\times 14m(L)\times 5m(H) = 840m^3$), as well as excessive displacements in the tunnel, had occurred. In order to execute the necessary reconstruction work, the causes of the surface collapses were inspected through the field investigation, in-situ tests, and numerical analysis. As a result, several proper solutions were suggested for both internal and external reinforcements for the tunnel. As a result of numerical analysis, the collapsed zone of the tunnel was reinforced up to 0.5D~1.0D laterally by the cement grouting on the ground surface, 0.5D longitudinally by the multi step grout with large diameter steel pipe in tunnel. With further reinforcement implemented by rebars in lining, the forward horizontal boring was executed to the rest of the tunnel to evaluate the overall status of the tunnel face. Appropriate reinforcement methods were provided if needed.

요 지

산악지 풍화대를 관통하는 도로 NATM터널에서 록볼트+샷크리트 타설과 강관다단 그라우팅 보강작업 진행 중, 터널 천단부 붕락(토피고 25m) 및 지표면 함몰($V=12m\times 14m\times$ 높이 5m = 840 m^3)과 터널 내 과도한 변위가 발생하였다. 원활한 후속 공사를 위해 각종 조사 자료와 시험, 분석을 통해 함몰(땅꺼짐) 원인을 분석하고 수치해석을 통하여 적절한 갱내외 보강범위를 다양하게 검토한 후 대책공법을 제시하였다. 수치해석 결과 터널 종횡방향 0.5D, 터널 상단 1.0D에서 보강효율이 가장 좋은 것으로 분석되었다. 터널 지상부는 시멘트밀크그라우팅으로, 터널 내부는 대구경강관다단 3열 중첩으로 보강하였다. 라이닝에 철근을 보강하고 잔여 터널구간에 선진수평보링을 적용하여 사전에 막장 전방상태를 파악하고 필요시 적절한 보강을 하도록 하였다.

Keywords : NATM, Surface collapse(Sink hole), Multi step grout with large diameter steel pipe, Core stone

1. 서론

국토면적의 70% 이상이 산지인 우리나라는 인구 과밀화 현상과 경제력 향상에 따라 새로운 공간의 필요성이 대두되

고 있다. 특히 양호한 도로선형을 확보하고 민원을 최소화하기 위하여 필수적으로 터널공사가 급증하고 있으며 이러한 교통인프라 구축을 위한 터널이 점차 다양화되는 추세에 따라 터널 연장이 지속적으로 증가하고 있다. 하지만 도로 터널 공사의 급증과 더불어 굴착 공사 중 터널 붕락 및 지반함몰(땅꺼짐, Sink hole) 발생 사례 또한 증가하고 있는 실정이다 (Korean Tunnelling and Underground Space Association,

Received 03 May. 2016, Revised 20 May. 2016, Accepted 17 June. 2016

*Corresponding author

Tel: +82-32-835-8466; Fax: +82-32-835-0817

E-mail address: ecshin@inu.ac.kr (E. Shin)

2010).

일반적으로 지반함몰은 터널 붕락과 동시에 발생하고 각종 인명피해나 주변건물 등에 심각한 피해를 미칠 수 있으며 요즘 우리나라에서 큰 사회적 문제로 대두되고 있다. 터널 시공 중 붕락사고는 도로터널과 수로터널, 지하철 및 철도터널 등에서 다양하게 나타나며, 지반조건의 원인으로는 지하수가 높게 존재하며 세일층, 단층 및 파쇄대가 발달한 지역, 석회암 공동지역, 소규모 계곡부 통과구간 등에 원지반 지지력을 상실하여 천단부에서 이완되기 쉬운 암반이나 풍화토층이 낙반하면서 발생한다. 안전한 터널 설계를 위하여 지반내 시추조사, 지반탐사가 이루어짐에도 불구하고 터널 천단부 부근에 예상하지 못했던 핵석이나 전석의 존재는 터널 천단부에 큰 하중으로 작용하여 예기치 못한 붕락사고가 발생하기도 한다(Kim 2012). 시공상의 원인으로는 터널상부 및 전방의 연약대에 이완영역발생 및 절리 발달로 인한 막장붕락, 강지보와 숏크리트가 상부 이완하중을 견디지 못해 발생하는 천단부 붕락, 발파 및 굴착에 의한 충격하중으로 이완된 핵석, 암반층 탈락 등을 예로 들 수 있다(Jung 2004, Korea institute of construction technology, 2007).

터널의 붕락 및 지반의 함몰을 미리 예측하거나 방지하고 예방하는 것이 매우 중요 할 뿐만 아니라 빠른 피해 복구를 위하여 효과적인 대책방안을 모색하는 것 또한 중요하다. 따라서 본 연구에서는 원 설계시 터널표준지보패턴 Type 4를 암반등급 불량 이유로 Type 6-1-1 패턴으로 변경 시공 중 발생한 터널 붕락 및 지반함몰(땅꺼짐, sink hole) 사례를 바탕으로 지반조사 결과, 계측자료 분석을 통하여 수치해석적 검증 을 하고 적절한 터널 안정보강대책을 제시하여 천단부 및 지반함몰 발생시 대책공법선정 및 대응에 참고가 되도록 하는 것에 목적이 있다(Korean Tunnelling and Underground Space Association, 2012, Korean Tunnelling and Underground Space Association, 2010).

2. 이론적 배경

2.1 터널 보강방법

터널붕락이 발생한 구간의 지보패턴은 TYPE-4였으나 막장면 암반등급이 불량하여 TYPE-6-1-1로 변경하여 시공중이었으며, 시공당시 적용된 지보패턴 TYPE 6-1-1의 개요는 Table 1과 같다.

2.1.1 지상부 보강그라우팅 투입재 침투거리

그라우트로 보강된 지상부의 변형계수 및 점착력을 산정하기 위해서는 지반내에 주입되는 주입재의 침투거리를 산정해야 한다. 식 (1)은 주입재의 침투거리 산정식을 나타낸 것이다(Karol 1983). 주입재의 침투거리 산정에 있어서 주입압이 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 통상적으로 지반함몰 보강을 위해서 시멘트 그라우팅을 사용하며 주입압은 0.5MPa, 0.7Mpa 두 가지의 실제 적용하는 경우에 대하여 물·시멘트비와 겔(Gel) 강도의 상관관계분석을 통하여 침투거리를 산정한다(Karol 1983).

$$R_e = \frac{\gamma_w \times g \times h \times r_e}{2S} + r \quad (1)$$

여기서,

- R_e : 주입재의 침투거리 (cm)
- r : 주입공의 반경 (3.65cm)
- γ_w : 물의 단위체적중량 (g/cm^3)
- g : 중력가속도 ($980cm/sec^2$)
- h : 수주, 주입압 (cm)
- r_e : 간극 등가반경 (cm)
- S : 주입재의 겔강도 ($5dyne/cm^2$)

2.1.2 지상부 보강그라우트 변형계수

그라우트 또는 콘크리트의 변형계수(탄성계수) 추정식은 일본 시멘트 협회 추천식과 국내 콘크리트 구조설계 기준에서 제시하는 식이 있으며 식 (2)는 일본시멘트 협회('94)의 추천식이고 식 (3)은 콘크리트 구조설계기준 제안식을 나타낸 것이다(Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2012).

$$E_{50}(MPa) = \alpha \times q_u \quad (2)$$

여기서,

- E_{50} : 0.5 q_u 에 해당하는 활선계수 개념의 변형계수
- 초연약지반 : $\alpha = 100 \sim 300$
- 일반풍화개량지반 : $\alpha = 50 \sim 250$
- 보통점성개량지반 : $\alpha = 50 \sim 250$

Table 1. Support pattern in tunnel

| TYPE-6-1-1 | |
|-------------------------|-----------------------------|
| Section | Soil |
| Excavation method | Ring cut excavation |
| Excavation(m) | 0.5(Upper) / 0.5(Lower) |
| Shotcrete thickness(mm) | 200(Reinforced steel fiber) |
| Rockbolt length(m) | - |
| Rockbolt space(m) | - |
| Steel support | H-150×150×7×10 |
| Concrete lining(mm) | 400(Reinforced rebar) |

Table 2. Reinforcing effect of multi step grout with pipe in tunnel

| Items | Reinforcing effect | Remark |
|-----------------|------------------------------------------------|------------------------------------|
| KFGE(2000) | Soil 147~490 MPa, Weathered rock 490~1,176 MPa | FRP grouting |
| Seo Y.H.(1993) | Soil 68 MPa → 121 MPa | SGR grouting |
| Kim H.T.(1995) | Soil 24 MPa → 46 MPa | Large diameter steel pipe grouting |
| Choi Y.K.(2003) | Soil 19.6 MPa → 190 MPa | FRP grouting |
| Jang S.B.(2002) | 127 MPa → 833 MPa at Daejeon subway | Large diameter steel pipe grouting |

q_u : 콘크리트 일축압축강도 (MPa)

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$ 이나 지중타설임을 고려하여 $f_{cu} = f_{ck}$ 로 간주

f_{cu} : 재령 28일 콘크리트 평균압축강도 (MPa)

f_{ck} : 콘크리트 설계기준압축강도 (MPa)

그라우트 시행 구간의 변형계수 적용을 위해 보강구간과 무보강구간이 혼재한 복합지반강도 산정을 위해 식 (4)와 같이 등가변형 계수를 산정하였다. Fig. 1은 식 (1)의 침투거리를 산정하여 지상보강 그라우팅 종방향 및 횡방향 C.T.C=1.2m x 1.2m로 적용한 경우를 나타낸 것이다.

$$E = \frac{A_g \times E_g + A_s \times E_s}{V} \text{ (MPa)} \quad (4)$$

여기서,

V : 보강영역 체적 ($A = A \times B \times L$, m^3)

A_g : 그라우트 체적 ($A_g = \pi \times r^2 \times L$, m^3)

E_g : 그라우트 변형계수(MPa)

A_s : 미보강된 지반체적 ($A_s = V - A_g$, m^3)

E_s : 미보강된 지반 변형계수(MPa)

2.1.3 지상부 보강그라우트 점착력 산정

보강 그라우트의 점착력은 콘크리트구조설계기준(2003)의 콘크리트의 허용 전단강도 추정식을 적용하여 산출하였으며, 식 (5)와 같이 보강 지반의 등가 환산 점착력을 산정하였다.

$$C_g = 0.08 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (5)$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트 일축압축강도 (MPa)

2.2 갱내 보강그라우팅

여러 학자들에 의하여 갱내 강관보강그라우팅 물성치를

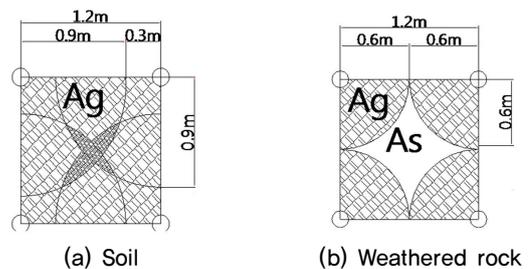


Fig. 1. Modulus of deformation take into penetration length

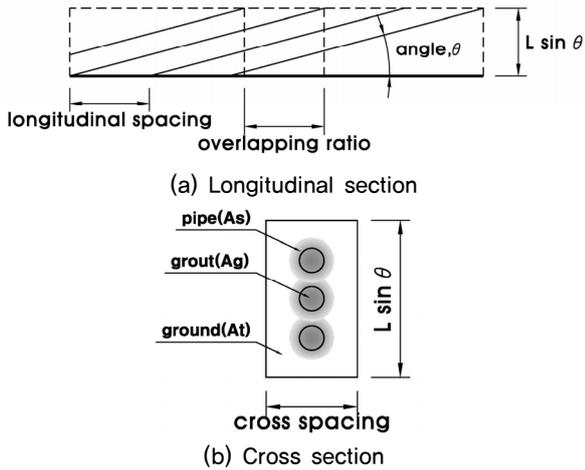


Fig. 2. Profile of multi step grout with large diameter steel pipe

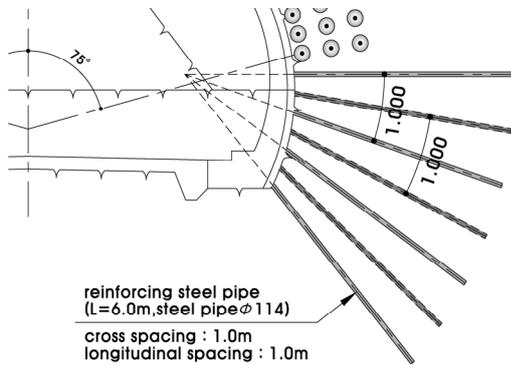


Fig. 3. Reinforced wall at lower part

산정을 위한 연구가 수행되어 왔으며, Table 2는 그라우팅방법에 따른 갱내 그라우팅 보강효과를 나타낸 것이다.

2.2.1 천단부 강관보강 그라우팅 변형계수 산정

Fig. 2는 천단부 강관보강 그라우팅 적용시 종단개요도와 횡단개요도를 나타낸 것이며 천단부 강관보강 그라우팅 변형계수는 식 (6)과 같이 산정한다.

$$E = \frac{A_1 \times E_1 + A_s \times E_s + A_g \times E_g}{A} \quad (6)$$

여기서, E : 보강영역변형계수 (MPa)

A_1 : 원지반면적 ($=A - A_s - A_g$) (m^3)

E_1 : 원지반변형계수 (MPa)

A_s : 강관면적 (m^3)

E_s : 강관탄성계수 (MPa)

A_g : 그라우트면적 (m^3)

E_g : 그라우트변형계수 (MPa)

A : 보강영역면적 (m^3)

2.2.2 측벽부 강관보강 그라우팅 구간 변형계수

Fig. 3은 측벽부 강관보강 그라우팅 적용시 보강 개요도를 나타낸 것이며 측벽부 강관보강 그라우팅 구간 변형계수 역시 식 (6)과 같이 산정한다.

3. 붕락현황 분석

3.1 지질 및 지형특성

대상지역의 지질 특성은 선캠브리아기의 화강암질 편마암과 미그마타이트질 편마암이 기반암으로 분포하며 이를 제4기 충적층이 부정합으로 피복하고 있다. 노출된 기반암에서 박리(Exfoliation)구조의 발달이 확인되었고 기계적 풍화와 화학적 풍화의 합력으로 풍화진행을 가속시키는 입상붕괴와의 복합적 작용으로 핵석(Core stone)이 존재하는 것이 특징이며 현장에서도 다수 확인되었다. 설계시 터널 전 구간에 대하여 정확한 지질 정보를 획득하기 위하여 전기비저항(Electrical resistivity survey)탐사를 실시하였고 Fig. 4는 탐사결과를 나타낸 것으로 STA.3+050~3+100, STA.3+160~3+170. STA.3+200~3+270에서 저비저항 이상대가 발견

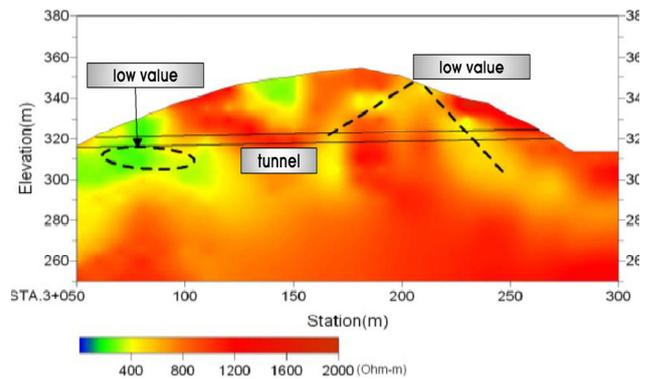


Fig. 4. Electrical resistivity survey

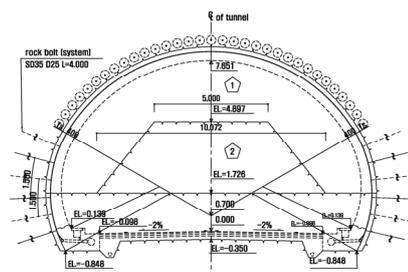


Fig. 5. Support pattern type 6-1-1

되었다. 이 구간은 파쇄대가 존재하고 암질이 불량한 것으로 판단되므로 막장 관찰을 통해 이상 발생시 특별한 보강대책 마련 등 각별한 주의가 요구되는 곳으로 설계시 지보패턴 Type 4를 Fig. 5와 같이 지보패턴 Type 6-1-1로 변경하여 시공도중 함몰된 구간이다.

3.2 붕락현황

터널의 붕락이 일어난 곳은 종점에서 시점방향으로 47m 굴진지점으로, RMR 점수 18내외로 암반등급 V에 해당하여 지보패턴 Type 4 적용구간에 해당하나 저비저항 이상대임을 고려하여 시공은 지보패턴 Type 6-1-1을 적용하였다. 기굴진구간의 막장면은 풍화암에 전석이 핵석형태로 존재하고 부분적으로 풍화도가 협재한 상태이고, 붕락구간에 근접할수록 풍화도 협재 면적이 증가한 양상을 보이며, 붕락지점에 이르러서는 상반 우측부(종점에서 시점부로 굴착시 굴착방향기준) 대부분을 풍화토 및 충전물이 차지하며 풍화암이 상반 좌측 일부에 분포하고 전석이 핵석 형태로 잔존하는 것으로 나타났다.

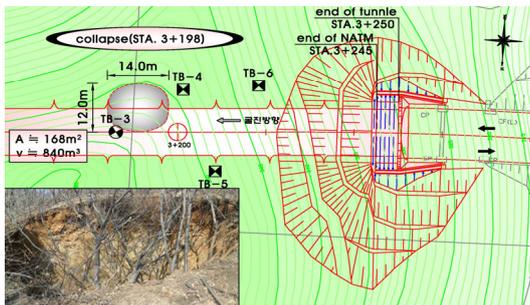


Fig. 6. Area of surface collapse

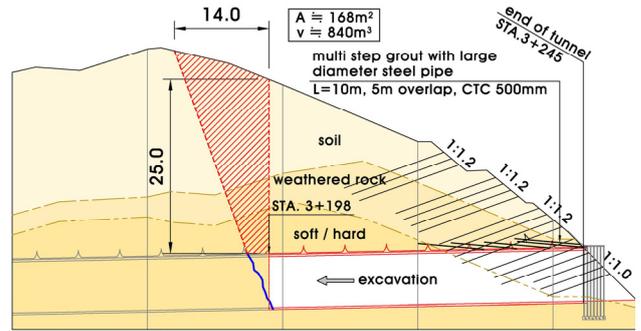


(a) Tunnel face

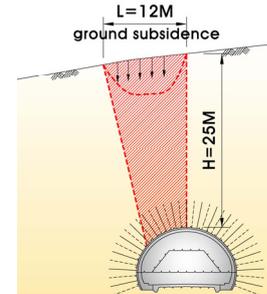


(b) Ground surface

Fig. 7. Phase of collapse



(a) Longitudinal section



(b) Cross section

Fig. 8. Section of collapse

붕락구간은 링컷 분할굴착공법으로 상반굴착이 완료된 상태로 대구경강관다단($\varnothing 114$, L=10m, 5m 중첩, 횡 0.5m)보강 그라우팅 시공 중 이었다. 붕락구간은 풍화암, 풍화토가 혼재한 상태에서 풍화토가 우세하며 대규모 핵석이 존재하고, 핵석은 강도와 규모가 커서 기계굴착이 불가능 정도이었다.

Fig. 6은 터널의 종점부 평면과 지반함몰구간의 위치를 나타낸 것이고, Fig. 7은 붕락구간의 막장 및 지표 함몰부의 전경사진을 나타낸 것이다.

3.2.1 터널 붕락규모

산악지역에서 NATM 터널(L=150m) 일방향 굴착진행 중 터널 천단부의 붕락과 함께 지표면 함몰(땅꺼짐, Sink hole)이 발생하였고 타원형태 약 $840m^3$ (V=12m(폭) × 14m(길이) × 5m(높이))규모로 붕괴되었다. Fig. 8은 붕락구간의 종횡단면을 나타낸 것이다.

3.2.2 붕락원인

함몰부 주변에 대한 지반조사 및 막장관찰 결과에 따르면 풍화토, 풍화암이 주를 이루는 가운데 연경암에 해당하는 대규모 핵석이 혼재하고, 풍화암 구간에도 절리가 발달된 것으로 확인되었다. 풍화대 내의 핵석은 주변 풍화대와의 이질성으로 인하여 터널 주변의 원활한 그라운드 아치 형성을

방해하고, 자체 무게로 인해 하중으로 작용하였을 것으로 분석된다.

Face Mapping 자료에 따르면 터널 막장면은 대체로 습윤한 상태이고 특이한 지하수의 유입은 없으며 붕락발생 후 관찰한 막장면에서도 지하수 유입 흔적은 없는 것으로 분석되었다. 터널 붕락 발생 전 한 달 동안의 강수량은 0.5mm에 불과하여 강우로 인한 침투수압 증가가 터널 붕락의 직접적인 원인은 아닌 것으로 분석되었다.

Fig. 9를 활용한 식 (7)과, 식 (8)은 각각 일본의 眞下英人과 猪熊明이 제시한 막장 안정지수와 농립성 구조개선국에서 사용한 지반강도비를 산정하는 방법을 나타낸 것으로 막장 지반안정성을 경험적으로 평가한 결과, 막장안정지수는 0.06로 불안정영역에 위치하며, 지반강도비도 0.124로 역시 불안정한 것으로 나타났다.

$$F_c = c / (\gamma D) \quad (7)$$

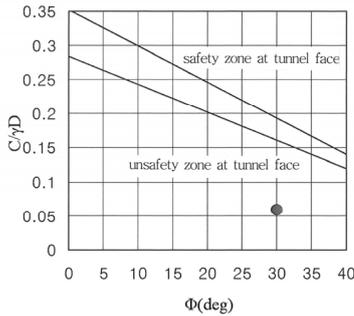


Fig. 9. Safety index of tunnel face

Table 3. Properties of soil and reinforced materials

| Items | Unit weight (kN/m ³) | Cohesion (MPa) | Internal friction angle (°) | Deformation coefficient (MPa) | Poisson ratio () | Remark |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------------------|----------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------------|----------------|
| TYPE-I | 27.0 | 3.00 | 45 | 15,000 | 0.20 | Working design |
| TYPE-II | 26.0 | 1.50 | 40 | 8,000 | 0.22 | |
| TYPE-III | 25.0 | 1.00 | 38 | 3,000 | 0.25 | |
| TYPE-IV | 23.0 | 0.50 | 35 | 1,000 | 0.28 | |
| TYPE-V | 20.0 | 0.05 | 33 | 400 | 0.30 | |
| Soil | 19.0 | 0.017 | 30 | 40 | 0.35 | This time |
| Weathered rock | 20.0 | 0.03 | 33 | 200 | 0.33 | |
| Soil(reinforced grout) | 19.0 | 0.10 | 30 | 200 | 0.35 | |
| Weathered rock (reinforced grout) | 20.0 | 0.12 | 33 | 600 | 0.33 | |
| Weathered rock (reinf. multi step grout with large diameter steel pipe) | 20.0 | 0.14 | 33 | 1,500 | 0.33 | |
| Weathered rock (reinf. steel pipe at lower wall) | 20.0 | 0.07 | 33 | 600 | 0.33 | |

여기서,

c : 원지반 점착력 (kPa),

γ : 원지반 단위 체적중량 (kN/m³),

D : 터널 직경 (m)

$$F_g = q_u / \gamma h \quad (8)$$

여기서,

q_u : 원지반 일축압축 강도 (kPa)

γ : 원지반 단위 체적중량 (kN/m³)

h : 토피고(m), < 2 불안정, 2~4 약간 불안정, > 4 안정

3.2.3 함몰구간 보강개요

이 연구에서 설계시 적용한 지반정수는 I~IV의 암반등급과 토사층으로 구분하였으나 막장붕괴 후 시추조사 결과와 붕괴지점 막장면 분석결과 풍화암층에 해당하는 지층이 우세하게 존재하므로 풍화암층과 지상부 토사층 그라우팅 보강전 후에 대한 지반물성치 산정이 필요하다. 또한 터널 안정성 분석을 위해서는 갱내 강관다단그라우팅 보강전후의 지반 물성치 산정을 해야 한다.

4. 터널의 안정성 검토

4.1 물성치 해석조건

본 검토에서 적용된 프로그램은 지반분야에서 범용으로

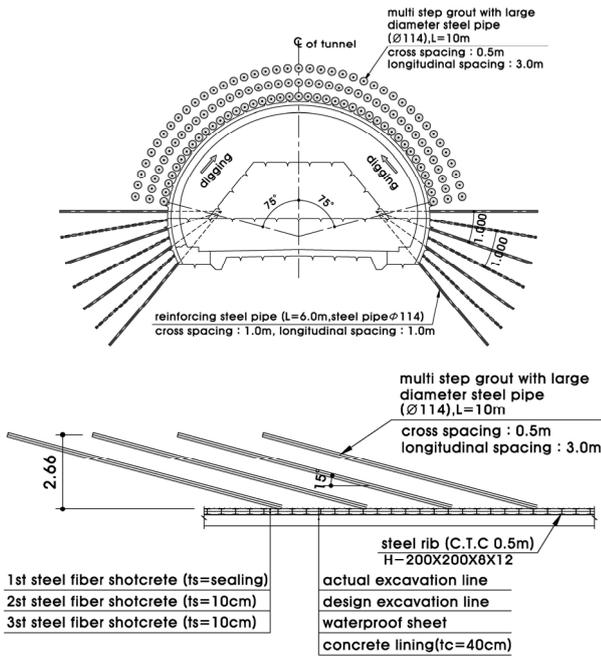
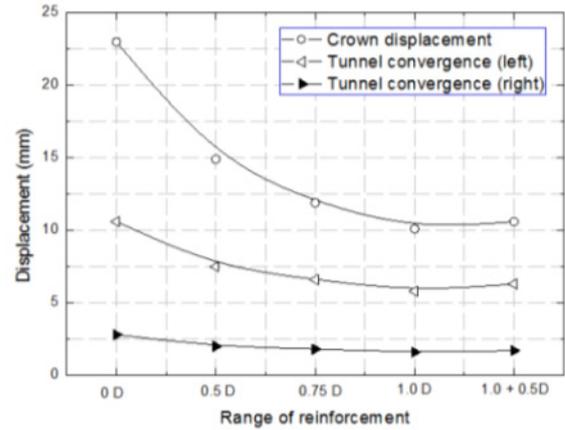
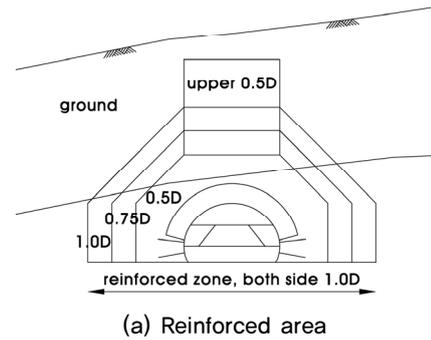


Fig. 10. Support pattern type 6-1-2

사용되는 유한요소 해석프로그램인 MIDAS/GTS를 이용하여 터널봉락구간의 안정성 검토를 수행하였다. 해석에 적용한 물성치는 앞서 제시한 보강그라우팅의 적용방법에 의하여 산정하여 적용하였으며, Table 3은 원설계 적용 물성치와 보강그라우팅을 적용한 물성치를 나타낸 것으로 보강물성 조건은 지상부그라우팅, 갱내보강그라우팅으로 산정하였고, Fig. 10은 봉락후 재시공시 적용한 지보패턴 Type 6-1-2를 나타낸 것이다(Korean Tunnelling and Underground Space Association, 2010). 수치해석 수행시 봉락의 원인 중 지하수에 대한 영향은 고려하지 않았으며, 막장의 안정성 및 지반강도에 대한 사전 해석을 수행하였다.



(b) Displacement and tunnel convergence

Fig. 11. Determination of reinforced area

4.2 보강범위 검토

4.2.1 횡방향 보강범위

봉락구간 터널 주변의 적정보강범위를 선정하기 위하여 0.0D, 0.5D, 0.75D, 1.0D, 1.0D+상부0.5D 추가보강에 대한 검토를 수행하였고, Fig. 11(a)은 보강영역을 나타낸 것이다.

보강범위를 산정하기 위하여 예비검토 결과 원지반 보강 전·후 천단변위는 64.8%~43.9%범위로, 내공변위는 71.4%~59.4% 범위로 감소하였고 보강 범위를 증가시킬수록 변위는 감소하나 0.5D 이상 보강할 경우에서 그 감소량의 변화가 급격히 둔화되므로 경제성을 감안하여 터널 횡단 0.5D(≒7.3m), 터널 상단 1.0D 구간을 중점 보강하는 것으로

Table 4. Load distribution factor

| Analysis step | Contents | | Load distribution factor(%) |
|---------------|----------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------|
| STEP 1 | Excav. of upper part | Reinf.+ Ring cut at upper part | 40 |
| STEP 2 | | Soft shotcrete+wall, steel pipe at lower part | 30 |
| STEP 3 | | Hard shotcrete | 30 |
| STEP 4 | | Excav. of core of upper part | - |
| STEP 5 | Excav. of lower part | Excav. | 40 |
| STEP 6 | | Soft shotcrete | 30 |
| STEP 7 | | Hard shotcrete | 30 |

Table 5. Numerical analysis results

| Support pattern | Ko | Settlement (mm) | | Stress of shortcrete (MPa) | | Remark |
|-----------------|-----|-----------------|------|------------------------------------------|----------------------------------|--------|
| | | Crown | Wall | Max. flexural comp. stress (fca=8.4 MPa) | Max. shear stress (Vca=0.37 MPa) | |
| Type 6-1-2 | 0.5 | 20.9 | 2.2 | 5.74 | 0.20 | O,K |
| | 1.0 | 14.0 | 7.1 | 6.81 | 0.17 | O,K |

Table 6. Criteria of crown settlement and tunnel convergence

| Stage | Crown settlement | Convergence |
|---------|------------------|-------------|
| Safety | < 20mm | < 40mm |
| Caution | 20~30mm | 40~50mm |
| Danger | > 30mm | > 50mm |

로 계획하였다. Fig. 11(b)는 보강범위에 따른 천단침하 및 내공변위를 나타낸 것이다.

4.2.2 종횡방향 보강범위

지상의 함몰 지역은 종횡단 0.5D 보강, 터널상부는 1.5D, 전후방 이완부는 터널상부 1.5D지점 기준으로 추가로 0.5D 까지 1.2mx1.2m 간격으로 시멘트밀크그라우팅 보강을 하고, 갱내는 150° 로 대구경 강관다단그라우팅을 함몰전후 0.5D~1.0D까지 L=10m, D=114mm, 종방향 CTC 3.0m, 횡방향 0.5m로 보강하였다. 설계시 적용한 하중분담율 값을 사용하였으며, Table 4는 적용한 해석단계별 하중분담율을 나타낸 것이다.

4.2.3 터널 수치해석 결과

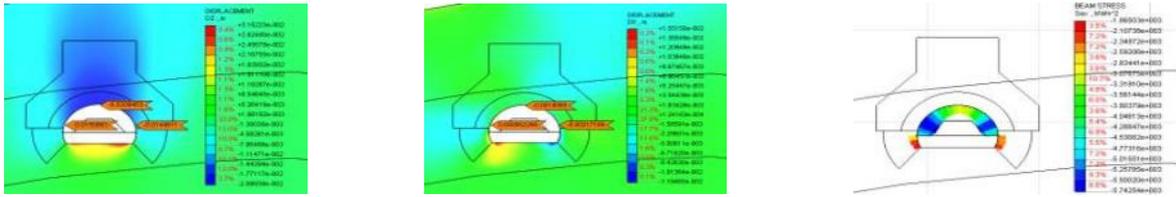
지반분야 범용 해석프로그램인 MIDAS/GTS를 이용하여 터널붕락구간 안정성검토를 수행하였으며 그 결과는 Table 5와 같다. 천단연직변위는 14.0~20.9mm, 측벽수평변위는 2.2~7.1mm 발생하여 연직변위가 다소 큰 변위를 보이나 굴착이 진행함에 따라서 최종단계에서는 수렴하는 경향을 보이므로 터널안정성에는 크게 영향을 미치지 않으리라 판단되며, 슛크리트 압축응력은 5.74~6.81MPa, 전단응력은 0.17~0.20MPa로 나타났으며 이는 모두 허용치(허용압축응력 fca=8.4MPa, 허용전단응력 vca=0.37MPa)이내이므로 터널 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

이상과 같이 지표면과 갱내에서 보강한 경우 슛크리트응력이 모두 허용치 이내로 안전하였다. 터널 허용변위량과 비교할 때 변위도 문제가 없어 보강범위와 공법이 적정한 것으로 검토되었다. 내공변위 및 천단침하의 관리기준은 Table 6과 같으며 해석결과는 Fig. 12, Fig. 13과 같다.

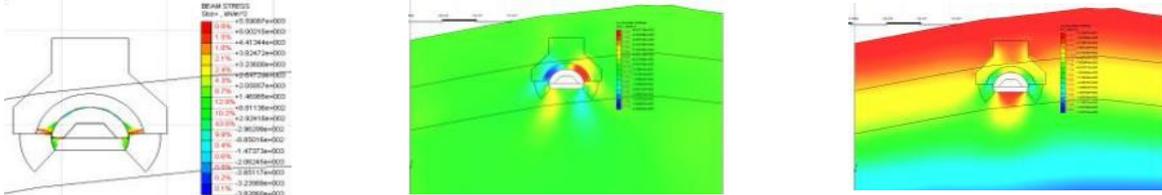
5. 결론

산악지 풍화대를 관통하는 도로 NATM 터널 천단부 붕락 및 지표면 함몰(땅꺼짐, Sink hole) 원인을 분석하고 보강공법을 제시하고자 현장지반조사, 각종 설계 및 공사 관련 자료와 조사·분석 자료를 이용하여 터널단면에 대한 수치해석을 수행하였다. 이 검토 결과를 바탕으로 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 함몰부 주변에 대한 지반조사 및 막장관찰 결과 터널구간은 풍화토, 풍화암이 주를 이루는 가운데 연·경암에 해당하는 대구모 핵석이 혼재하고, 풍화암 구간에도 잔존절리가 발달된 것으로 확인되었으며, 풍화대 내의 핵석은 주변 풍화대와 단위중량 등 물성의 차이로 인해 굴착·발파시의 진동으로 주변지반과 이완되고 그 결과 핵석자체의 무게로 인해 하중으로 작용하여 그라운드 아치효과가 사라져 붕락하였을 것으로 판단된다. 시추조사결과 및 막장관찰 결과를 보았을 때 지하수나 강우의 영향은 없었던 것으로 판단되어 이를 수치해석 분석에 고려하였다. 천단부 보강을 위해 적용한 대구경 강관 천공시 핵석에 충격과 진동을 가함으로써 주변의 토사와 분리되어 지반이완을 촉진했을 것으로 판단된다.
- (2) 해석에 적용한 물성치는 앞서 제시한 보강그라우팅의 적용방법에 의하여 산정하여 적용하였으며, 보강물성 조건은 지상부그라우팅, 갱내보강그라우팅으로 산정하였다. 수치해석 수행시 붕락의 원인 중 지하수에 대한 영향은 고려하지 않았으며, 막장의 안정성 및 지반강도에 대한 사전 해석을 수행하였다. 붕괴구간 터널 주변의 적정보강범위를 선정하기 위하여 터널 주변 0.0D,



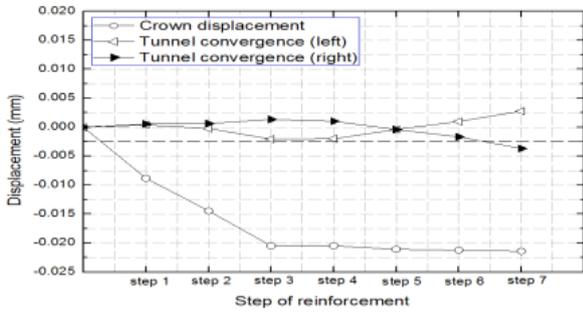
(a) Vertical displacement(max:20.9mm) (b) Horizontal displacement(max:2.2mm) (c) Shotcrete flexural comp.(max:5.74MPa)



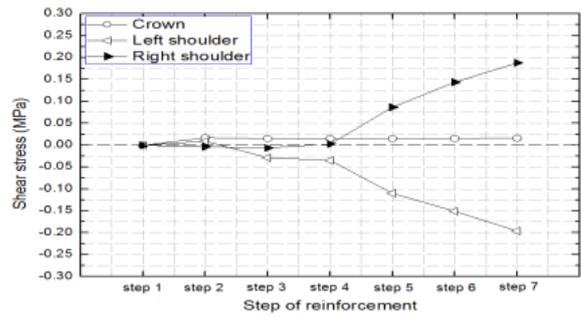
(d) Moment stress

(e) Shear stress

(f) Major principal stress

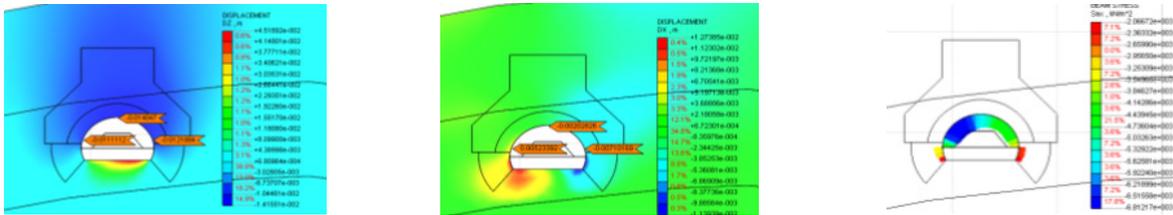


(g) Tendency of displacement with construction step



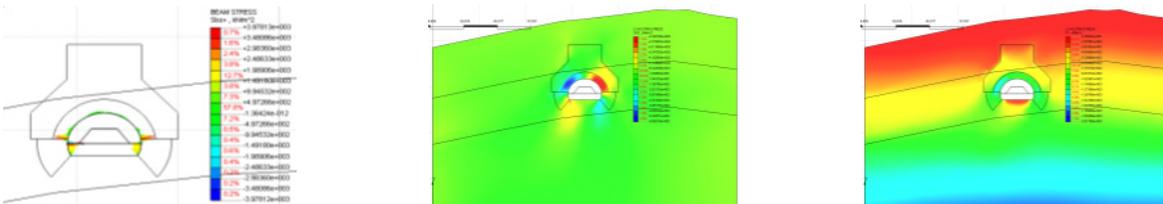
(h) Tendency of shotcrete shear stress with construction step

Fig. 12. Case of $K_o=0.5$



(a) Vertical displacement(max:14.0mm) (b) Horizontal displacement(max:7.1mm)

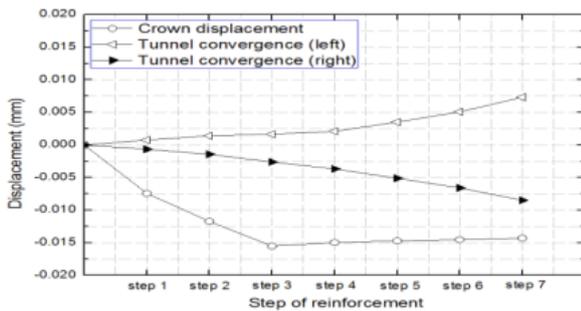
(c) Shotcrete flexural comp.(max:6.81MPa)



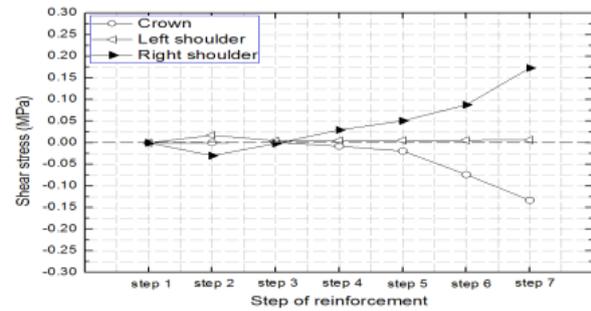
(d) Moment stress

(e) Shear stress

(f) Major principal stress



(g) Tendency of displacement with construction step



(h) Tendency of shotcrete shear stress with construction step

Fig. 13. Case of $K_o=1.0$

0.5D, 0.75D, 1.0D에 대해 해석결과 터널구간은 종횡 단 0.5D 보강, 터널상부는 1.0D 보강범위가 가장 경제적인 것으로 검토되었다. 보강 후 안정해석결과 축압계수 0.5~1.0 에서 천단변위 14.0~20.9mm, 측벽변위 2.2~7.1mm, 숏크리트 최대 휨압축응력 5.74~6.81 Mpa, 숏크리트 최대전단응력 0.17~0.20 Mpa이 발생하여 안전한 것으로 검토되었다.

- (3) 지표면 함몰 지역은 종횡단 0.5D 보강, 터널상부는 1.5D, 터널 전후방 이완부는 터널상부 1.5D지점 기준으로 추가로 0.5D 까지 1.2m × 1.2m 간격으로 시멘트 밀크그라우팅 보강을 하였다. 터널 내부 보강은 지상부 보강그라우팅 실시 후 진행하는 것으로 계획하며, 천단부(Type 6-1-2)에서 150° 로 대구경 강관다단그라우팅을 함몰전후 0.5D~1.0D까지 L=10m, D=114mm, 중방향 CTC 3.0m, 횡방향 0.5m로 보강하였다. 함몰부 터널 측벽하부 반단면 보강은 대구경 강관보강 그라우팅인 D=114mm, L=6m로 보강하여 터널의 안전성을 확보하였다.

Acknowledgement

Thank you to all, including many construction, design, and related institutions, who provided help in obtaining the source materials as well as writing the contents of this paper.

References

1. Jung, J., Kim, O., Lee, S., Kim, j., and Lee, S., (2004), *A Case study of collapse restoration on highway*
2. Karol R. H. (1983), "Chemical grouting", Marcel Dekker. Inc.
3. Kim, N., Kim, H., Oh, Y., Kim, C., and Yang, T., (2012), *A case study on excessive displacements occurred in the tunnels caused by rainfall*, Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol.14, No.6, pp.561-573 (in Korean).
4. Korea institute of construction technology (2007), *Development of technologies for minimizing and preventing the disaster on tunnel construction(IV)*, pp.24-77 (in Korean).
5. Korean Tunnelling and Underground Space Association (2010), *Case Histories of Tunnel Collapses*, pp.16-27 (in Korean).
6. Korean Tunnelling and Underground Space Association (2012), *Technical report on Surface Collapse of the C.L. NATM Tunnel*.
7. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs(2012), *concrete structure design standard*, pp.63-64 (in Korean).