강우로 인한 터널내부 과다변위 사례 연구

김낙영¹, 김홍종², 오영석³, 김창용^{4*}, 양태선⁵

A case study on excessive displacements occurred in the tunnels caused by rainfall

Nag-Young Kim, Hong-Jong Kim, Young-Seok Oh, Chang-Yong Kim, Tae-Sun Yang

ABSTRACT Recently, tunnel constructions have been increased in Korea. According to the increment of tunnel constructions, cases of tunnel collapses also have been increased under tunnel construction. Among these tunnel collapses, after a certain amount of time has elapsed due to excessive displacements on slope of tunnel exit or entrance, cases of tunnel collapse have been increased rapidly. Therefore, the case study was conducted in this study to figure out factors effect on the tunnel collapses due to excessive displacements on tunnel exit or entrance slopes. Base on the case study, the fragmental zone of fault and the rainfall were most important factors on the collapse.

Keywords: Collapse of tunnel, rainfall, fault zone, excessive displacement

요약 최근들어 터널건설이 증가하고 있다. 이러한 터널건설 증가와 더불어 터널시공중 붕락발생 빈도도 증가하고 있다. 이와 비례하여 터널 입·출구부 사면부 변상 발생후 터널내부까지 과다변위를 발생시키는 사례 또한 자주 발생하고 있다. 따라서 본 연구에서는 터널시공 사례를 분석하여 갱구부 사면변상과 터널내부 변위를 발생시키는 요인들을 조사하였고 그중 특히 국부적인 단층파쇄대와 강우가 직접적인 붕락을 발생시키는 요인으로 분석되었다.

주요어: 터널붕괴, 강우, 풍화파쇄대, 과다변위

Received on July 18, 2012, Revised on August 27, 2012, Accepted on September 24, 2012.

¹정회원, 한국도로공사 도로교통연구원

²정회원, 한국도로공사 도로교통연구원

³정회원, 한국시설안전공단 팀장

⁴정회원, 한국건설기술연구원 연구위원

⁵정회원, 김포대학교 교수

*Corresponding author: Chang-Yong Kim, cykim@kict.re.kr

1. 서 론

고속도로 터널 시공 중 터널 붕락사례가 터널공사의 급증과 더불어 증가하고 있는 추세이다. 이와같이 터널굴착 공사중 터널 붕락 발생은 과거의 경우, 강우 발생 직후 2~3일 이후 주로 계곡부와 같은 저토피고에서 주로 발생하였고 터널 굴착중 붕락사례의 80% 이상을 차지 하였다. 그러나 최근의 터널 붕락사례를 조사해 보면 과거와 같이 저토피고 계곡부에서 터널 굴착중 붕락사례는 감소하고 있고 다음 Fig. 1과 같이 터널 갱구부에서 사면 변상과 더불어 터널내에서 과다변위, 또는 국부적인 붕락이 발생하여 터널보강을 실시하는 경우가 급증하고 있다. 이와같이 터널 입·출구부에서 터널 붕락의 경우, 터널 갱구부 위치를 변경하거나 개착식 터널로 변경하여 비용이 과다하게 증가하고 붕락발생시 복구가 쉽지 않은 것으로 조사되고 있다(한국터널지하공간학회, 2010).

Fig. 1. Collapse cases of tunnel exit and entrance.

다음 Fig. 2는 최근 우리나라 터널 붕락과 관련하여 강우가 상관관계가 있는지를 조사하였고 터널 붕락시 조사된 강우량을 분석한 그림이다.

Fig. 2. Analysis of rainfall intensity to tunnel collapse cases.
(Korea Institute of Construction Technology, 2007)

2. 터널 입·출구 과다변위 및 붕락사례 분석

2.1 터널 입·출구부 변상후 터널 내부 과다변위 사례

본 연구대상 4차로 대단면 터널로서 상부 사면규모는 Fig. 3과 같이 연장 약 40 m, 최대높이 약 65 m로서 사면경사는 1:0.8~1:1.0의 구배로 이루어져 있다. 이 현장은 Fig. 4와 같이 터널 시공중 국부적인 사면변상이 발생한 것으로 터널 입구부 사면 절취 후 보강공사(Rock bolt 및 Nailing) 및 슛크리트 타설 후 우측사면부의 균열이 최초에 발생하였다.

(a) View of tunnel exit and entrance

(b) Tension cracks of tunnel exit and entrance

Fig. 3. View of tension cracks of tunnel exit and entrance.

(a) Sectional plan of tension cracks

(b) Longitudinal sectional profile map of tension cracks

Fig. 4. Longitudinal and cross sectional profile map of tension cracks of tunnel exit and entrance.

터널 종점부 굴착 후 1개월 경과 후에 터널 전면부 절취사면부에 균열이 발생하였는데 이는 터널 상부지반인 편마암이 매우 심한 풍화상태의 연약대로 터널굴착의 영향이 상부로 전이되어 사면에 균열이 발생되었다. 대책 공법으로 사면 전면부에 압성토 보강이 시공되었다.

터널 종점부 사면구간은 화강편마암과 석영-운모편암, 화강암이 접하는 경계부 지역으로 3개의 단층 파쇄대 발달로 지반교란이 심하고 단층과 편리의 방향이 사면 절취방향과 동일하게 분포하여 지질적으로 불리한 여건을 형성하고 있다. 터널의 종점부 갱구위치가 지형적으로 능선부에 위치하나 기존 터널이 위치하는 북측은 급경사이고 피복두께가 낮아 편토압으로 하중 불균형이 발생하고 남측은 기반암, 북측은 토사층이 분포하는 복합지층구간이다. 지층경계면에 파쇄대가 발달하여 터널굴착으로 지반이완이 지표에 전이되어 다음 Fig. 5~Fig. 8과 같이 사면과 터널내부에 균열 및 변위가 발생된 상태이다(○○터널 실시설계보고서, 2007).

Fig. 5. Face mapping in the tunnel.

Fig. 6. Crack and displacement in the tunnel (18 cm).

Fig. 7. Foliated structure in the tunnel slope.

(a) Tension cracks of in the slope crown

(b) Tension cracks of in the slope bench

Fig. 8. Tension cracks of in the slope.

이러한 균열발생과 더불어 발생된 시간당 강우량은 다음 Table 1과 같고 시간당 강우량의 증가와 더불어 다음 Fig. 9와 10과 같이 변위량이 증가하고 있는 것으로 분석되었다.

Table 1. Rainfall amount and tunnel crack.

Maximum rainfall in the tunnel (Per hour)	Site conditions
(1) Per hour rainfall(13.4 mm)	First tension cracks of tunnel entrance (The date of rainfall : October 30 PM)
(2) Per hour rainfall(26.5 mm)	Second tension cracks in the tunnel (The date of rainfall :October 31) (The date of rainfall: November 1)
(3) Per hour rainfall(34.1 mm)	Partial Collapse in the tunnel (The date of rainfall: November 5) (The date of rainfall: November 6)

Fig. 9. Cracks and crown settlement in the tunnel entrance.

Fig. 10. First cracks and second cracks and partial collapse of tunnel.

3. 터널내 변위 발생구간 지반조사

터널 입구부 인장균열과 터널내 발생 과다 변위 원인 분석을 위하여 다음 Fig. 11과 같이 수행된 지반조사 분석결과는 다음과 같다.

본 연구대상 절취사면내 발달하는 인장균열의 상태와 지질구조대 분포 파악을 위하여 지형적으로 탐사가 가능한 사면 소단을 이용하여 5측선을 탐사하였다. 각 측선별 결과는 다음 그림과 같다.

(a) The location of boreholes

(b) Results of resistivity survey in the slope

(c) Results of resistivity survey in the tunnel

Fig. 11. Results of resistivity survey in the site of tunnel collapse.

터널종점부 절취사면의 인장균열 발생에 따른 지반내 구조대 발달 및 지반상태를 파악하기 위하여 탐사가 가능한 사면 소단부를 이용하여 5개 측선을 설정하여 탐사를 시행하였다. 그 결과 암중에 따라 편마암 분포지역은 1,000~2,000 $\Omega\cdot\text{m}$ 의 비저항 영역을 보이고 화강암 분포구간은 1,000 $\Omega\cdot\text{m}$ 이하의 저비저항대를 보이고 있다. 편마암은 심부(지표하 20~30 m)까지 풍화가 진행된 상태이고 화강암은 편마암내 저반 및 맥상으로 심부에 관입하여 분포한다.

편마암내 2,000 $\Omega\cdot\text{m}$ 이상의 고비저항을 보이고 있는 것은 단층대 내에 관입한 화강암맥 또는 석영맥으로 판단된다. 또한, 지표상에 관찰되는 인장절리와 고비저항대가 일치하고 있으며 측선 L-1인 능선 상부지역은 터널과 직교하는 구조대와 사면부는 신설터널과 기존터널사이에 사교하는 2매의 구조대가 발달하는 것으로 분석되었다. 또한, 시추공에 대한 불연속면의 방향성을 분석한 결과, 주절리인 J1은 편리의 방향성이 일정하지 않고 위치에 따라 다소 불규칙적으로 분포하며 이는 터널종점부에 분포하는 화강암체의 관입과 암체 경계부에 발달하는 남-북방향의 단층대(지질도 참조)의 영향으로 편마암의 교란에 따른 것으로 조사되었다.

전기비저항 탐사에서 나타난 단층대와 동일하게 발달한 지표부의 인장균열을 기준으로 외각부에 위치하는 시추공 BH-1, BH-3, BH-4, BH-5의 조사결과, 편리와 평행한 절리면 J1은 43~74/ 032~078의 방향성을 가지므로 지표상에 관찰되는 노두의 방향성과 일치하고 있는 것으로 분석되었다. 인장균열에 인접한 BH-2, TB-4번공은 주절리의 방향이 59/248, 48/133으로 불규칙적이거나 부절리의 방향성은 45~61/ 090~104로 인장균열 외측의 주절리와 동일한 방향성을 나타내고 있다.

터널에 영향을 미칠 수 있는 대규모 파쇄대의 방향성은 터널종점부와 기존터널 방향으로 발달하고 연장성이 양호한 3개의 파쇄대가 발달하며, 이는 주 편리 방향과 동일하며 사면절취 및 굴착터널의 변위발생으로 인하여 사면내 수직으로 발달하는 지질구조대에 영향을 주어 터널내 균열이 발생된 것으로 다음 Fig. 12와 같이 분석되었다.

Fig. 12. Analysis of orientations in discontinuities (Result of boreholes test).

4. 수치해석을 통한 거동 분석

4.1 수치해석 안정성 분석

지표지질조사 결과, 지표면에 분포하는 풍화토는 원호형 활동에 의한 인장균열이 발생하였으므로 강도정수 산정시 현재 파괴된 인장 균열부를 가지고 역해석을 실시하여 강도정수 값을 산정하였다 (Fig. 13참조).

Fig. 13. Assumed failure movement by fracture zone.

역해석시 현사면의 붕괴활동면은 풍화대에서 형성되어 해석시의 기준안전율을 0.90~0.99의 범위로 보아 산정하였다. 역해석 결과는 다음 Fig. 14와 같다.

Fig. 14. Back analysis of slip failure surface.

해석에 적용된 물성치는 다음 Table 2와 같다(○○터널실시설계보고서, 2007).

Table 2. Input parameter for back numerical analysis

Division	modulus of deformation (MPa)	Poisson's ratio (ν)	internal friction angle (°)	cohesion (kPa)	specific weight (kN/m ³)
I	1.666×10^5	0.18	48	1764	26.264
II	1.176×10^4	0.18	44	1470	26.264
III	4.9×10^3	0.21	38	343	25.774
IV	9.8×10^2	0.25	35	147	25.284
V	3.92×10^2	0.25	32	78.4	25.284
weathered rock	9.8×10^1	0.30	30	44.1	20.58
weathered soil	4.9×10^1	0.35	29	14.7	18.62
fracture zone	4.9×10^1	0.35	32	17.64	25.284
reinforcement area	property of natural ground (double)	0.25	property of natural ground	147	property of natural ground

터널안정성 분석을 위해 해석 단면은 최대변위(18 cm) 발생구간을 선정하여 다음 Fig. 15와 같이 분석하였다.

(a) before cut of slope (b) during cut of slope (H:10 m) (c) after cut of slope (H:20 m)

Fig. 15. Numerical cross section for tunnel stability analysis.

터널시공단계 모델링 단면은 다음 Fig. 16과 같다.

Fig. 16. Modelling cross section of tunnel construction step.

4.2 해석결과 분석

4.2.1 변위

현장 지표면 계측결과와 터널구간 상하반 관통시 변위를 분석한 결과 다음 Table 3, Fig. 17과 같다.

Table 3. Field measurement and numerical analysis(ground displacement) (Unit: mm).

excavation step	before cut of slope (result of numerical analysis)		after cut of slope (result of numerical analysis)		Field measurement (result of analysis)
	horizontal	vertical	horizontal	vertical	vertical
top heading method (CD)	11.86	13.19	24.53	5.94	6.0
bottom heading method	12.04	13.33	24.56	6.08	180.0

Fig. 17. Numerical analysis result of ground displacement.

4.2.2 지보재 응력

지보재 응력을 분석한 결과는 Table 4와 같다.

Table 4. The analysis result of tunnel support stress

division		before cut of slope		during cut of slope (10 m)		after cut of slope	
		bending stress of shotcrete (kPa)	axial force of rockbolt (kN)	bending stress of shotcrete (kPa)	axial force of rockbolt (kN)	bending stress of shotcrete (kPa)	axial force of rockbolt (kN)
upper excavation	$K_0=1.0$	1612.002	70.07	1793.596	58.506	2188.34	51.548
	$K_0=1.5$	2118.662	70.56	2197.552	59.584	2379.636	54.292
bottom excavation	$K_0=1.0$	5304.348	121.422	4576.992	103.88	3780.84	90.062
	$K_0=1.5$	4429.012	120.54	3804.752	104.37	3177.748	93.688
maximum value		5304.348	121.422	4576.992	104.37	37820.84	93.688
allowable value		8232	99.274	8232	99.274	8232	99.274
-		O.K	N.G	O.K	N.G	O.K	O.K

터널 미굴착구간중 STA.17+564~17+604 구간에 천단부 대구경 강관보강그라우팅을 시공하고 측벽은 락볼트로 보강하는 조건상에서 안정성 검토 결과, 사면 절취된 터널 시공시 변위 및 락볼트 축력이 허용치를 만족하지 못하는 것으로 해석되었다. 터널 굴착전 터널 상부토괴를 절취로 인한 사면의 안정성을 증가시키고 하중을 경감에 따른 터널 안정성을 검토하였다. 사면 10 m 굴착시의 안정성 검토결과 상반굴착시 안정성은 확보되나 최종굴착은 락볼트 축력이 허용치를 만족하지 못하며, 최종 사면 절취면인 연직고 20 m절취 후에는 전단면(최종) 굴착후에도 변위 및 부재력이 허용치 이내로 안정성을 확보 할 수 있을 것으로 해석되었다.

5. 결 론

본 연구에서는 ○○도로터널 시공중 사면부 균열로 인하여 터널내부 과다변위를 유발시키는 영향을 주는 원인을 지질학적 특성과 강우상태등을 고려하여 분석하였다. 본 연구에서 분석된 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구대상 터널에 존재하는 지질학적 특성은 습곡작용 등 2차적인 지질구조 발달과정에 수반된 단층이 존재하는 경우로서 본 연구대상 터널과 같이 절리면과 국부적인 단층파쇄대가 분포하고 국지성 강우 발생시, 절리면 사이에 존재하는 풍화잔류물이 낮은 투수성에도 불구하고 시간당 최고 강우 량이 최초 13.4 mm이고 2일후 26.5 mm, 4일후 34.1 mm 지속되는 동안에 터널내 과다변위를 발생시키는 주요원인으로 분석되었다.
2. 본 과다변위가 발생한 구간에서 국지성 강우 발생전에는 터널내 슛크리트와 락볼트등 지보재 설치가 6개월전 완료된 상황으로 내공변위 및 천단침하(시공중 최대값 2 mm)등이 수렴여부를 확인, 안정화 된 상태인 것으로 조사되었다. 그러나 국지성 강우발생 직후, 시간당 강우량의 증가와 더불어 추가적인 변위가 강우와 일치하여 발생하였다.
3. 터널굴착 후 STA.17+604~620 구간에 내부변형이 발생하고 사면 능선부 및 전면에 대규모의 인장균열이 발생한 것은 편마암내에 발달하는 단층파쇄대를 따라 강우가 침투하면서 사면활동이 발생한 것으로 조사되었다. 또한 시추조사 결과에 의하면 지하수위가 파쇄대 상위에 사면방향으로 동수경사를 유지하고 있었고 강우발생 이후에 급격한 변위가 나타난 것은 수위가 증가하면서 파쇄대내 간극수압 증가에 따른 영향으로 분석되었다.
4. 전기비저항탐사 결과 암맥 또는 파쇄대가 신규터널과 기존터널 사이에 고각(70°)으로 분포하고 현재 인장균열 발생위치와 동일한 것으로 분석되었다. 시추조사와 시추공 영상촬영에서 확인된 파쇄대와 터널 굴착시 확인된 막장면 불량구간과 일치하는 것으로 분석되었다.

REFERENCES

1. Korean tunnelling and underground space association (2010), “Case histories of tunnel collapses”, pp. 16-27.
2. Korea institute of construction technology (2007), “Development of technologies for minimizing and preventing the disaster on tunnel constrection(IV)”, pp. 24-77.
3. OOtunnel workin design report (2007),“Tunnel deformation and collapse cases review”, pp. 40-58.