



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

양산단층대 지역에서 터널굴착 중
붕락 메카니즘에 대한 연구

**A Study of Collapse Mechanism of Tunnel under
Construction in Yangsan Fault Zone**



2018 年 2 月

韓國海洋大學校 海事產業大學院

土木環境工學科

鄭昌勳

본 논문을 정창훈의 공학석사 학위논문으로 인준함

위원장 서 영 교



위원 김 낙 영



위원 김 태 형



2018년 2월

한국해양대학교 해사산업대학원

목 차

List of Tables	ii
List of Figures	iii
Abstract	iv
1. 서론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구동향	3
1.3 연구내용	5
2. 이론적 배경	7
2.1 터널 거동 연구방법	7
2.2 터널붕괴 특성	14
2.3 위치별 터널붕괴 발생 양상	17
2.3.1 일반 구간의 터널 붕괴	17
2.3.2 갱구부 및 저토포 구간 터널 붕괴	18
2.4 터널굴착으로 인한 붕락 유형	21
2.4.1 터널굴착중 붕락 유형	21
2.4.2 터널굴착 완료후 붕락	24
2.5 해외 터널 붕괴유형 파악 사례	28
2.6 양산단층대 지질특성	32
3. 연구대상 터널 현장	36
3.1 연구대상 지역의 지질특성	36
3.2 양산단층대 구간에서 발생한 터널 붕락유형	39
3.2.1 터널내 굴착 중 굴진면 천단부 함몰	39
3.2.2 터널내 굴착 중 굴진면 토사유출	47

3.2.3 터널내 굴착 중 굴진면 후방부 천단부 함몰	53
3.2.4 숏크리트 타설 완료 후 숏크리트 균열발생	63
3.3 양산단층대 구간의 터널 설계 및 시공사례 : 양북1터널	66
4. 결론	70
참고문헌	72
감사의 글	76



List of Tables

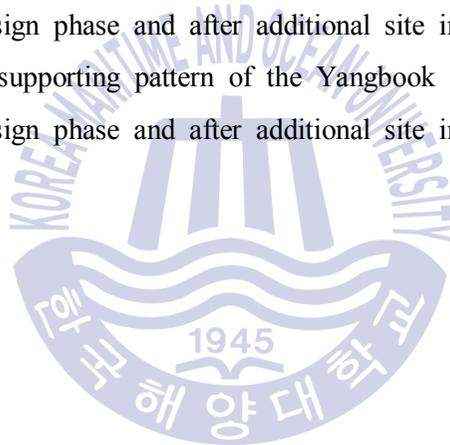
Table 2.1 Geological classification and tunnel concept	29
Table 2.2 Evaluation of factors affecting tunnel collapse and tunnel stability	31



List of Figures

Fig. 2.1 Risk of collapse of NATM tunnels by location (Chambon and Corte, 1994)	15
Fig. 2.2 Tunnel construction and reinforcement procedures	16
Fig. 2.3 Typical tunnel collapse types	18
Fig. 2.4 Tunnel collapse at the entrance and exit	20
Fig. 2.5 Type of collapse in case of an unstable tunnel surface	22
Fig. 2.6 Type of collapse in case of an unstable tunnel ceiling and upper ground	23
Fig. 2.7 Type of collapses in case of a primary support not closed tunnel	25
Fig. 2.8 Type of collapses in case of a first support closed tunnel	27
Fig. 2.9 Faults developed in the north-north east direction in the southeast of the Korean Peninsula	34
Fig. 3.1 The fault zones around the tunnels used for this study	38
Fig. 3.2 Chimney collapse of crown in the tunnel face	39~40
Fig. 3.3 Ground survey result	41
Fig. 3.4 Electrical resistivity survey result	42
Fig. 3.5 Reinforcement of cavity and surface collapse	44
Fig. 3.6 Reinforcement section of collapse section	45~46
Fig. 3.7 Excavation location of soil outflow in the tunnel	47~48
Fig. 3.8 Soil outflow mechanism in the tunnel	50
Fig. 3.9 Reinforced section of soil outflow area in the tunnel	51~52
Fig. 3.10 Location of collapse section at the back of tunnel excavation surface	54
Fig. 3.11 The core recovered as a sand layer (soil layer)	54
Fig. 3.12 Collapse tunnel type with granite inclusions	55
Fig. 3.13 Face mapping of collapse face	56

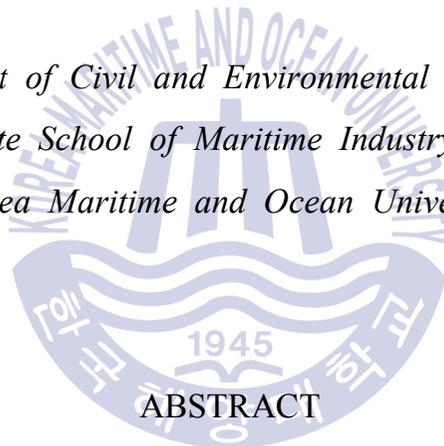
Fig. 3.14 Surface collapse of ceiling at he back	57~58
Fig. 3.15 Photos of collapse process phases	59
Fig. 3.16 Void fill method of collapse section	61
Fig. 3.17 Section of strata	63
Fig. 3.18 Shotcrete in the sidewall crack and dropout(Volume 0.7m ³)	64
Fig. 3.19 Reinforcement plan of shotcrete in the sidewall crack and fallout	65
Fig. 3.20 Change of geological map of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation	67
Fig. 3.21 Change of rock mass rate of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation	68
Fig. 3.22 Change of supporting pattern of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation	68~69



A Study of Collapse Mechanism of Tunnel under Construction in Yangsan Fault Zone

Chang-Hoon Jung

*Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Maritime Industry Studies
Korea Maritime and Ocean University*



ABSTRACT

Tunnels are commonly constructed at depth by taking into account the characteristics and properties of the ground, Due to the non-homogeneous nature of the ground, it is difficult to estimate the behavior of tunnel accurately. Thus, the ground characteristic should be analyzed during site investigation and the results should be incorporated during design process.

However, the present site investigation technique has some limitations to analyze the ground characteristic clearly. The real condition of the

ground may differ from what is anticipated because there is always some level of uncertainty when attempting to anticipate ground characteristics, especially the target tunnels selected in this study.

These tunnels are located in very weak ground such as the faulted zones (faults in unconsolidated sediments). The tunnels in this study have been collapsing often during construction because the ground behavior anticipated in design process is completely different to that of the actual site.

In this study, four tunnel collapse cases which occurred in the Yangsan fault zone were analyzed. Two collapse cases were related to a partial ceiling fall at the same time of face excavation. The other two cases were related to the collapse of a tunnel near the entrance. After the excavation had been completed and a certain amount of time elapsed, only then did the progressive failure occur.

During tunnel construction process, the next step in the excavation process of the tunnel face starts after the displacement convergence of the excavated face. Thus, the collapse of the tunnel near the starting point was unusual compared to a typical tunnel failure, which happens at the same time of face excavation. Such a progressive failure may be related to the ground condition of the tunnel construction site located in the faulted zones.

In addition, the mechanism of tunnel failure observed in the Yangsan fault zone is closely related to ground water which may cause a small size failure, followed by a second larger failure. Thus, rapid reinforcement work is necessary after the first collapse with applying preloading for tunnel stability.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경

우리나라는 국토의 70%가 산악지를 이루고 있고 도로와 철도의 고속화 추세로 인하여 터널건설이 급증하고 있다. 현재 터널건설에서 널리 활용되고 있는 공법은 슛크리트와 록볼트, 강지보재 등을 활용하는 일명 개량형 NATM 방식(유럽과 미국 복합형)과 TBM, Shield 등의 기계식 굴착방법으로 구분이 되는데 터널굴착으로 인한 진동과 소음관련 민원발생이 많은 도심지를 제외하고는 NATM 방식이 TBM, Shield 방법보다 널리 활용되고 있다(권인환, 2004).

NATM공법은 일반적인 토목구조물 건설방식과는 다른데 가장 큰 특징은 암반과 같은 지반을 지보재로 사용하는 구조물으로써 전적으로 지반강도 특성에 의존하므로 시공중에 붕락 등의 사고가 자주 발생하게 된다.

이러한 사고는 설계 시 현재의 지반조사 기술로서는 복잡한 지반강도 특성을 신뢰성 있게 예측하기는 어렵기 때문에 설계와 시공이 상당히 상이한 결과를 나타내는 경우에 주로 발생한다.

그러므로, NATM공법을 적용 시 설계개념은 예비설계로서 설계를 수행하고 실제 시공시에는 계측(천단침하, 측벽변위 등) 및 터널 굴착면에서 지질조사를 실시하여 종합적인 분석을 통하여 지반의 특성을 파악하여 터널의 안정성을 확인하여야 한다(한국지반공학회, 2006).

따라서, 구조지질학적으로 대규모 단층대가 있는 지역, 예를 들면 양산 단층대 구간과 같이 국부적으로 지중에 분포하는 소규모 단층파쇄대(미고결 단층 및 점토층 등)와 같은 취약지반에서 터널 굴착이 실시되는 경우, 설계시 예측과는 전혀 다른 거동으로 인하여 시공 중 터널 붕락이 발생할

수 있으며 시공중 붕락에 대한 신뢰성 있는 분석 자료도 매우 부족하여 초기 조치 및 대처방안을 수립하는데 현실적으로 어려움이 많이 있다(한국지반공학회, 2006; 장기동 외, 2001).

설계 시 지반특성에 대한 정확한 예측이 어려운 세부적인 이유는 설계에 필요한 지반특성값(변형계수, 포아송 비, 점착력, 내부마찰각 등), 지하수조건, 터널주변 지반의 지보능력 등을 파악하여야 하나 현재의 지반조사 방법으로는 조사기술의 한계로 인하여 국부적으로 지중에 존재하는 소규모 단층과쇄대에 대하여 지반특성 특히 강도특성을 명확하게 분석할 수 없기 때문이다(Cameron-Clark and Budavari, 1981; 한국지반공학회, 2009; 2011)

그러므로, 터널이 붕락되지 않으려면 시공 중 얻어진 계측결과를 지속적으로 분석평가하여 만약 설계 시 입력한 자료 또는 지보설계 등의 부적정성이 판단되면 이를 고려한 새로운 안정성 해석을 터널에 대해 수행하여 현장 계측결과와 부합될 수 있도록 적절한 대책을 수립한 후 시공에 임하여야 한다.

지금까지 단층과쇄대가 존재하는 영역에서 터널 굴착 시 발생하는 터널의 파괴(or 붕락)사례는 많이 보고되었고, 터널의 파괴 및 붕괴 메커니즘에 대한 연구의 수행되었다(장기동 외, 2001, 장천중과 장태우, 2002; 민경남 외, 2005; 정혁상 외, 2009; 김낙영, 2013; 김낙영 외, 2016). 하지만 단층과쇄대가 존재하는 터널현장의 파괴 및 붕락 메커니즘을 완전하게 설명하는 데는 미흡하여 추가적인 연구의 필요성이 제기되고 있다.

1.2 연구동향

터널 공사 중 붕락 및 함몰과 같은 지반의 파괴거동 특성에 관한 연구는 크게 경험적 방법, 반경험적 방법, 이론적 방법, 모형실험 방법, 현장계측 방법, 터널 붕락사례 분석 방법 등으로 구분할 수 있다. 경험적, 반경험적 방법은 주로 유럽 등지의 광산 분야에서 광범위하게 적용되어 온 방법이며, 이론적 방법은 터널 자체의 안정해석과 붕괴조건을 정의하는데 많이 활용되어 온 방법이다(Nicholson et al., 1990). 모형실험 방법은 1960년대 영국과 미국에서 수행한 핵폭발 대피시설의 연구와 관련하여 폭넓게 사용되어 왔으며, 현장계측 방법은 지하철과 같은 대규모 도시 터널 건설이 추진된 1940년대부터 미국과 유럽 등지를 중심으로 적용되기 시작하여 최근에는 각국의 터널 시공현장에 다양하게 활용되고 있다. 터널 공사중 붕락지반의 파괴거동 특성에 관한 연구방법에 대하여 좀 더 구체적으로 살펴보면 다음과 같다.

경험적·반경험적 방법은 초기 탄광지역에서 발생된 지표면 침하 관측자료를 토대로 연구되었다. 일반터널의 경우 지표침하 형상을 가우스 정규확률 분포함수로 가정하고 지질상태와 지하수 조건 등을 고려하여 터널깊이와 침하 트라프 폭과의 상관관계를 도표로 제시하여 실무에 활용하고 있다. 그 외 추계학적인 이론을 이용한 지표침하량과 현장 계측결과를 비교 검토한 연구도 진행되었다.

이론적 방법은 지반을 등방성, 균질성을 갖는 연속체로 가정하고 탄성, 점탄성, 탄소성, 점소성 해석을 수행하는 방법으로 연구가 진행되었다. 특히 터널의 기하학적 형상, 경계조건 및 재료의 비선형성을 다룰 수 있는 유한요소해석이 많이 활용되고 있다.

모형실험은 원형과의 상사법칙을 만족시키는데 문제점이 있지만 많이

활용되는 연구방법중 하나이다. 한 가지 주의할 점은 모형실험은 특정실험 조건하에서 제안된 것이기 때문에 일반적으로 적용하는 데에는 주의가 필요하다.

현장계측은 여러 가지 복합적인 요소가 작용하는 실제지반의 거동결과를 얻게 되므로 터널굴착에 따른 지반변위를 파악하는데 유리하다. 이러한 장점을 이용하여 터널 시공시의 안전도모, 현존 구조물의 손상 가능성 평가, 설계 시에 가정된 인자나 해석이론의 적합성 평가에 사용되고 있다.

마지막으로 붕락사례를 통한 터널의 파괴거동에 대한 연구이다. 붕락 터널의 지반조사 결과와 막장면의 거동, 지보재 설치 및 보강현황 등을 분석하여 활용하는 방법이다. 본 연구도 터널 붕락사례를 분석한 연구로 단층대 파쇄대에서의 터널굴착에 관련된 것이다.



1.3 연구내용

터널구조물과 같은 지중구조물은 일반적인 토목구조물, 예를 들면 교량과는 설계와 시공개념이 완전히 다르다. 교량구조물의 경우 설계와 시공을 위한 주요 대상이 콘크리트, 강재와 같은 균질한 인공재료와 설계자가 선정한 하중(교통하중 등)을 근거로 설계와 시공을 수행한다. 즉, 재료강도 특성을 완전하게 파악하고 시공 및 품질관리가 가능하다는 점이다(김낙영 외, 2016).

그러나, 터널구조물은 설계와 시공관리 대상이 지중에 지반강도 특성을 활용하는 개념인데 지반의 불균질 특성으로 인해 지반의 특성을 정확하게 예측하는데 한계가 있다. 일반적으로 터널 설계는 지반조사를 수행하고 지반강도 특성을 분석하여 그 분석결과를 설계에 반영하는 과정으로 진행된다. 하지만 현재의 지반조사의 기술적인 한계로 지중에 있는 지반강도 특성을 명확하게 분석할 수 없으므로 설계 시 예측과 실제 시공하는 과정에 조사된 현장 지반조건이 불일치하는 불확실성을 항상 내재하고 있는 특징을 가지고 있다(권인환, 2004).

특히, 국부적으로 지중에 분포하는 단층파쇄대(미고결 단층 및 점토층 등)같은 취약지반에서 터널 굴착이 실시되는 경우, 설계 시 예측과는 전혀 다른 거동으로 인하여 시공 중 터널 붕락이 발생하고 있으며 시공 중 붕락에 대한 신뢰성 있는 분석자료도 충분하지 않아 초기 조치 및 대처방안을 수립하는데 어려움이 있는 것이 현실이다(김낙영, 2013).

따라서, 본 연구에서는 단층파쇄대를 가진 지반조건에서 터널 굴착중 발생하는 과다변위 및 붕락 등에 합리적으로 대처하고 붕락이전에 안전한 터널시공을 위하여, 실제 소규모 단층파쇄대에서 터널 굴착 중 파괴 및 붕락이 발생한 실제 터널시공 사례를 바탕으로 붕락거동 특성(현장조건,

붕락원인, 보강방안 등)을 조사·분석하였다. 현장은 단층파쇄대가 존재하고 활단층으로 알려진 양산단층대 지역의 터널 굴착현장을 선택하였다. 붕락 터널의 지반조사 결과와 막장면의 거동, 지보재 설치 및 보강현황 등을 면밀히 분석하였다(한국지반공학회, 2016).



제 2 장 이론적 배경

2.1 터널 거동 연구방법

(1) 경험적 · 반경험적 방법

Orchard와 Whetton(1997) 등은 영국 탄광지역에서의 폭 넓은 지표면 관측 자료를 토대로 하여 지표침하 형상, 경사, 변형률 등을 경험적으로 예측할 수 있는 방법들에 관하여 연구하였다.

일반 터널에서의 침하예측 방법은 Peck(1969)에 의하여 기존의 경험적 방법들이 재론되면서 부터 폭넓게 연구되었다. Peck(1969)은 터널 내부로 발생하는 지반손실(ground loss)을 지표침하의 주요 원인으로 보고 지반손실과 시공방법, 지질상태, 지하수 조건, 터널 단면형상 등과의 상관관계를 분석함으로써 지반손실의 예측을 가능하게 하였으며, 또한 현장 계측자료를 토대로 지표침하의 형상을 94가우스 정규확률분포함수(Gaussian normalized probability function)로 간편하게 정의할 수 있음을 보여 주었다. 또한, 지질상태와 지하수 조건 등을 고려하여 터널깊이와 침하 트라프 폭과의 상관관계를 도표로 제시하여 최근까지 많이 활용되고 있다.

Deere et al.(1970) 등은 침하 트라프 폭의 계수 I 가 터널 깊이와 밀접한 관련이 있음을 증명하고 침하해석을 위한 경험식을 제안하였다.

Szechy(1969)는 비점성토에서 체적변형을 무시하고 지표침하 형태를 이등변 삼각형 모양으로 가정하여 쉘드터널 굴진시의 최대 지표침하량을 산출할 수 있는 식을 제안하였다.

Cording and Hansmire(1975)은 광산 터널에서의 임계각(limit angle) 개념을 일반 터널에 도입하였으며, Peck(1969)의 침하 해석도표에서 심도 비

(Z_0/D , D : 터널직경, Z_0 : 터널 중심에서 지표까지의 연직깊이)가 4보다 작은 경우의 침하 해석 선을 직선 형태로 표시할 수 있음을 밝혔다.

지표침하를 해석하기 위한 연구의 일환으로 전술한 연구와는 다른 추계학적인 이론(stochastic theory)을 이용한 방법이 1950년대부터 연구되기 시작했다. Litwinišzyn (1958)은 매체를 비압축성 재료로 가정하고 질량보존의 법칙과 중첩의 원리를 기초로 하여 추계학적인 변위 해석모형을 제시하였다. 한편, Schmidt(1969)는 Litwinišzyn(1958)가 침하 해석 식으로 제안한 누적 정규분포함수의 식을 가우스 정규분포함수식으로 표시하고, 식을 구성하고 있는 계수 B' 를 터널직경 D 에 비례한다고 가정하여 침하 트라프콧의 계수 i 를 정의하였다.

Attewell(1977)은 상기의 추계학적인 모형식들로부터 계산한 침하량과 현장 계측결과로부터 얻어진 침하량을 비교, 검토하여 균질한 점성토 지반에서는 계산치와 계측치가 잘 일치함을 밝혔다. 또한, Attewell과 Woodman(1982)은 각종 실험, 계측 및 수치해석 결과들을 토대로 횡방향 및 종방향 지표침하, 3차원적인 변위 및 변형을 등 지표침하에 대한 3차원적인 예측식을 제안하였고, 그 결과가 현장계측과 매우 잘 일치함을 증명한 바 있다. 이 연구에 뒤이어 O'Reilly와 New(1982)도 상기의 3차원적인 예측식을 확장시켜 쌍굴터널에서도 적용할 수 있는 수식을 개발하여 그 적정성을 평가한 바 있다.

국내에서도 홍성완 외(1985)에 의해서 Attewell과 Woodman(1982)의 종방향 침하경향 산정식과 부산지하철 계측자료 및 각종 외국자료를 기반으로 막장에서 침하비 및 지반조건을 고려하기 위해서 누적 정규분포함수를 수정한 지수함수식에 의한 예측방법을 제안하였다.

(2) 이론적 방법

이론적 방법은 지반을 등방성, 균질성을 갖는 연속체로 가정하고 수학적 표현이 비교적 간단한 탄성해석이나 점탄성 해석, 탄소성 해석, 점소성 해석을 수행하는 방법으로 연구되어 왔다.

Limanov(1957)는 원형 터널에 대한 탄성해석을 실시하여 지표 침하량을 산정할 수 있는 식을 제안하였다. 이 식은 지반의 자중을 무시하고 있으며, 터널 중심으로 향하는 일정한 크기의 장력이 터널에 작용한다고 가정하였다.

한편, Schmidt(1969)는 탄성과 평면변형을 조건하에서 지반손실의 체적(VL, %)을 산정할 수 있는 식을 유추한 후, 체적변화를 무시하고, 소성변형의 발생조건 등을 고려하여 지반 안정계수(stability ratio, N_s)와의 상관관계식을 제안하였다.

탄성해석들은 매체의 이상화, 경계조건 단순화로 인해 지반거동을 정확하게 예측하지 못하므로 최근엔 유한요소법 등의 수치해석 기법을 이용한 분석연구가 많이 진행되고 있다(한국암반공학회, 2005).

Ranken과 Ghaboussi(1975)는 축대칭해석(axisymmetric analysis)을 실시하여 응력과 변위의 크기는 지보방법과 주변매체의 종류에 크게 의존함을 밝혔고, 응력과 변위의 중요한 변화는 주로 터널막장 전후 약 터널직경의 거리내에서 발생하는 것으로 연구되었다.

Ghaboussi et al.(1978)는 터널의 기하학적 형상, 경계조건 및 재료의 비선형성을 다룰 수 있는 유한요소 해석 프로그램과 사질토 및 점성토의 해석 모델을 개발하였다. 이를 모형터널 주변지반의 변위와 탄성해석 결과를 비교함으로써 개발한 모델에 의한 지반변위의 계산결과가 탄성해석 결과보다 더 정확성이 있음을 증명하였다. 그러나, 이러한 유한요소 해석들

의 경우 터널내부로 발생하는 지반손실을 직접적으로 고려할 수 없으며, 지반과 복공이 완전히 접합되어 있는 상태를 가정하고 있기 때문에 복공 응력은 과대산정하고 주변지반의 변위는 과소 산정하게 된다.

최근에는 지반손실을 직접적으로 고려하기 위하여 터널 원주면에 특정한 변위를 초기조건으로 주는 방법이 이용되고 있다. Ghaboussi et al.(1978)은 이러한 방법을 적용하여 탄성 및 탄소성 2차원 유한요소 해석을 실시하고 모형실험 결과와의 비교분석을 실시하였다. 비교분석 결과 탄성해석시 침하 트라프 폭은 측정치보다 훨씬 넓으나 최대 침하량은 측정치의 1/2보다도 작았으며, 탄소성해석은 침하형태나 침하크기가 측정치와 유사한 결과를 보여주었다.

Rowe, Robert, Lee(1983)는 지반손실의 영향을 보다 정확히 고려하기 위하여 터널시공의 숙련도를 나타내는 gap parameter를 유한요소 해석에 도입해서 해석하는 방법을 제안하였다.

또한, Attewell과 Woodman(1982)이 제안한 3차원적 지표침하 산정식의 한계인 터널막장에서의 침하비율을 50%에서 임의의 비율로 산정할 수 있도록 수식을 변경하였고, gap parameter를 이용한 유한요소 해석 결과와 현장계측 결과나 경험식에 의한 예측치가 비교적 잘 일치하는 결과를 제시하였다.

이 밖에 슛크리트와 록볼트를 지보재로 사용하는 NATM 터널에 대해서 비선형 탄성유한요소 해석을 수행한 Katzenbach and Breth(1981)의 연구와 3차원 유한요소 해석으로부터 여러가지 형태의 쉘드에 관한 특성을 비교 평가한 연구를 들 수 있다.

(3) 모형실험 방법

모형실험을 통하여 특정한 원형(prototype)의 거동을 정량적으로 정확하게 예측하기 위해서는 모형과 원형사이의 기하학적인 것과 재료의 특성적 응력반응에 관한 상사조건을 모두 만족시켜야 하는 문제가 있다. 그러나, 모형실험은 경계조건이나 재료의 특성 등을 임의로 변화시키기가 용이하고 정밀 계측기기를 사용함으로써 모형의 거동을 정확히 조사, 분석할 수 있어 최근까지 많이 이용되고 있다.

모래를 이용한 대표적인 모형실험으로는 Potts(1976)의 연구를 들 수 있으며, 점토재의 경우는 Orr(1976)의 모형실험을 들 수 있다. 또한 특수한 장비와 시설이 필요하고 실험비용이 많이 소요되나 중력에 의한 자중의 영향을 고려함과 동시에 상사조건을 만족시키는 원심모형 실험(centrifuge model test)이 Atkinson et al.(1977) 등에 의하여 수행되었다. 그러나, 정적 실험방법의 결과치와 큰 차이를 보이지 않고 있어, 응력의 차이가 터널 주변의 변위장에 큰 변화를 주지 못한다는 점이 밝혀졌다.

모형실험을 수행하는 방법으로는 여러가지가 있으나 오랫동안 가장 많이 사용되어 온 가동널 실험(trap-door test)을 대표적으로 들 수가 있다. 가동널 실험은 매체 하부에 가동보를 설치하고 이를 상하부로 움직임으로써 매체를 수동 혹은 주동상태로 거동하게 만들어 매체내의 변위와 가동널에 가해지는 압력을 조사하는 방법이다. 가동널 실험은 터널 상부지반의 거동형태와 지반의 체적변형 특성들을 파악하는데 매우 유리하기 때문에 최근까지 많은 연구자들에 의하여 실험이 수행되어 왔으며, 그 결과 다양한 종류의 거동 해석모형들이 제안되고 있다. 그러나, 이러한 모형실험들은 특정한 실험조건하에서 제안된 것이기 때문에 일반성이 결여되어 있어 직접적인 현장적용에는 문제가 있다.

(4) 현장계측 방법

현장계측 방법은 시공시의 안전도모, 현존 구조물의 손상 가능성 평가, 설계시에 가정된 인자나 해석이론의 적합성 평가 등의 목적으로 사용된다. 현장계측은 여러가지 복합적인 요소가 작용하는 실제지반의 거동 측정치를 얻게 되므로 터널굴착에 따른 지반변위를 파악하는데 상당히 유리한 방법이라 볼 수 있다.

현장계측을 수행하는 방법으로는 시험구간을 시공 현장 내에 선정하여 터널시공에 관련된 지반변위를 조사·연구하는 방법, 시공계획된 터널현장에 단 구간의 실험터널을 우선적으로 시공함으로써 여러 가지 문제점을 사전에 파악하고 이를 본 터널 시공시 적용하는 방법, 그리고 공사관리 측면에서 시공중에 계측되는 자료들을 분석·연구하는 방법 등이 있다(한국터널공학회, 2004).

국외의 경우 시험구간이 선정된 현장으로는 Chicago 지하철, London 지하철, Washington D.C. 지하철, Frankfurt 지하철, Hongkong 지하철 현장 등을 들 수가 있다. 또한, 58개의 일본 지하철 쉴드터널 계측결과를 토대로 지표침하 특성을 분석한 바 있으며, Schmidt(1969)는 토사지반에 건설되는 3개의 터널 사례를 토대로 지표침하 특성을 분석하고 보강대책을 연구한 사례가 있다.

(5) 터널붕락사례 방법

Cecil은 1960년대 노르웨이, 스웨덴 등 북유럽 지역을 중심으로 총 연장 67km, 14개 프로젝트를 조사 대상으로 97개 막장에서 터널 내 지반조사를 실시한 결과자료를 중심으로 재분석하였다. 분석내용은 굴착시 막장면

거동과 주변 지반의 조건, 지보재 설치내용 위주로 분석되었으며 붕락 및
과다 여굴이 발생된 84개 터널현장을 중심으로 터널 막장주변의 지반공학
적 요소들과 터널붕락을 유형별로 비교 분석하였다. 분석된 84개 터널현
장은 주로 지하 양수발전소, 철도터널, 지하철, 지하저장소, 하수처리장 등
이며 지하 양수발전소의 도수터널이 2/3이상이고 심도의 경우 50m 이상
의 대심도 터널이 70% 이상으로 구성되어 있다.



2.2 터널붕괴 특성

지반 및 시공조건이 취약한 공사구간에서는 터널 붕락사고가 빈번히 발생하였다. 또한, 산악지에 건설되는 터널의 경우도 우리나라 산악지반 특성상 수차레에 걸친 지질운동과 변성작용 등으로 인한 지층변화구간 및 연약대, 단층파쇄대, 계곡부, 공동, 용출수 구간 등 취약지반 구간에서 크고 작은 붕락사고가 발생하였다.

터널이 굴착되는 지반은 응력변화와 지반변형이 발생되어 지반이 거동하게 된다. 이러한 지반거동은 지반조건, 막장상태, 굴착방법, 지하수 유입상태, 시공수준 등에 따라 그 변화 형태나 크기가 다양하다. 따라서 대처시기가 지연되면 막장자립성, 지보재, 주변시설물 등의 안정에 직접적인 영향을 미치게 된다. 터널은 주변지반을 주지보재로 안정을 기하기 때문에 지반에서 이상거동이 발생되면 경우에 따라서는 터널파괴로 진행될 수 있다(KTA, 2010).

일반적으로 터널 천단부의 지반이 연약하고 지하수의 영향을 직접적으로 받는 경우에 붕락 가능성이 가장 크다고 알려져 있으며, 가장 흔한 붕락형태는 천단부의 국부적 파괴이며 대부분의 파괴가 터널 굴착 막장 주위에 집중하므로 터널 굴착에 있어서 가장 불안정한 위치는 막장 굴착 후 지보가 설치되기 직전이라 할 수 있다.

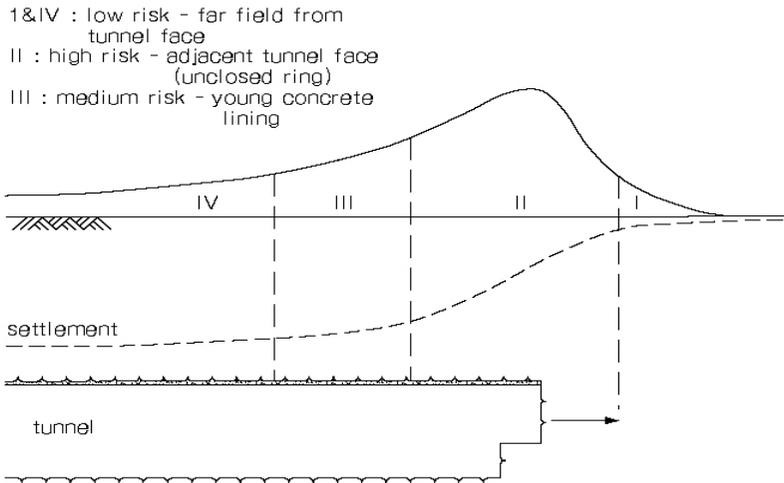


Fig. 2.1 Risk of collapse of NATM tunnels by location(Chambon and Corte, 1994)

일반적으로 터널의 시공은 터널상반, 터널하반, 인버트 부로 나누어 진행되며, 각각의 터널 시공위치는 인력과 장비 운용계획에 따라 터널 굴착 진행방향과 밀접한 연관성을 가지고 진행된다. 즉, 터널상반이 굴착되고 터널하반이 굴착되며, 터널상반의 1차 지보재의 설치가 완료된 후에 터널하반의 1차 지보재가 설치된다.

그러나, 이를 보다 상세히 살펴보면 1차 지보재중의 하나인 슛크리트의 경우 터널상반에 1차 슛크리트가 타설되는 시기와 연계되어 터널하반의 2, 3차 슛크리트가 타설되도록 인력과 장비가 운용되는데 이러한 이유는 작업공정의 연계성을 극대화시켜 공사비와 공기를 최소화하고 조기에 지보재 폐합을 유도하여 터널의 안정성을 확보하기 위함이다.

이 외에도 터널상반의 굴착공정과 터널하반의 보강공정이 서로 연계성 있게 계획되기도 하며, 터널 천장부의 보조공법의 시공공정과 터널하반의 1차 지보재 보강공정이 연계성 있게 계획되기도 하는 등 터널시공은 각각

의 공정이 유기적으로 조합되어 전체적인 시공 시스템을 이루고 있다. 따라서, 터널붕괴의 위험성을 사전에 예측하고 붕괴발생 가능성을 최소화하기 위해서는 각각의 시공단계에서의 위험인자와 위험위치를 파악하여 시공 단계별로 대응방안을 수립하여야 한다.

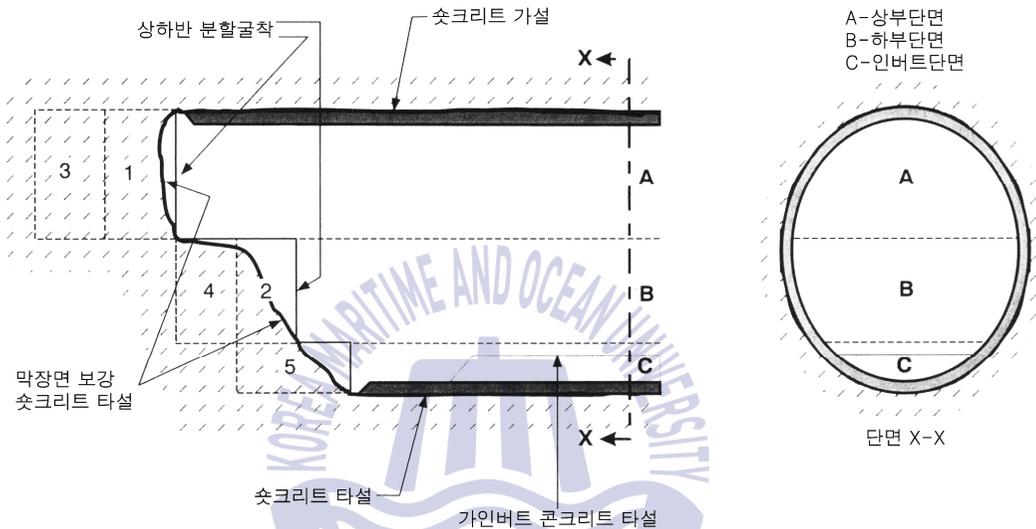


Fig. 2.2 Tunnel construction and reinforcement procedures

터널의 붕괴사고가 발생한 경우에 있어서 가장 시급한 것은 현장의 응급조치이다. 터널 시공중 국부적인 붕괴 또는 전반적인 붕괴가 발생한 경우에 있어서 신속한 초기 대응은 공사전체의 위험도를 감소시킬 수 있고 붕괴구간의 복구 이후에 공사 재개시 유사사고 발생의 위험을 최대한 예방할 수 있다. 터널붕괴의 문제발생시 조기대처를 통한 문제점의 극복은 복구로 인한 추가 공사비를 최소화할 수 있을 뿐만 아니라 계획된 공기 내에 공사를 완료할 수 있다.

그러나, 터널붕괴 등의 사고발생시 조기대처가 이루어지지 않거나 지연

대처하는 경우 국부적인 붕괴가 전체적인 붕괴로 발전될 소지가 있고 공사비와 공기 측면에 있어서도 예상치 못한 과도한 손실이 발생할 수 있다. 따라서, 터널의 붕괴발생시 붕괴발생 위치의 특성을 고려하여 응급복구와 대책공법 수립에 신속한 초기 대응을 반영하여야 할 것으로 판단된다.

2.3 위치별 터널붕괴 발생 양상

터널의 붕괴는 일반터널 구간에서 발생하는 특성과 터널이 시작되는 갱구부에서 발생하는 특성이 서로 상이하며, 이와 같은 현상은 지반의 초기 압력 작용 메커니즘과 굴착시 작용하는 응력해방 조건이 다소 상이하기 때문에 기인한다. 즉, 토피가 충분히 확보된 구간에서 시공되는 일반터널 구간은 굴착이 시작되면서 횡방향 및 종방향 아칭현상이 발생하여 원지반의 응력조건이 평형을 찾는 반면에 갱구부 터널 구간은 지형적인 요인 및 상대적으로 낮은 토피고에 의해 종방향 아칭이 횡방향 아칭현상에 비해 역할분담이 상대적으로 줄어든 상태로 평형을 이루게 된다.

이러한 특성 때문에 터널 갱구부의 경우는 일반터널 구간의 경우보다 터널붕괴가 발생할 가능성이 클 수 있으며, 터널 시공시 이와 같은 특성을 고려하여 갱구부의 경우 일반터널 구간에 비해 종방향 보강량을 증가시켜 적용하는 것이 일반적이다.

2.3.1 일반 구간의 터널 붕괴

일반 구간의 터널 붕괴유형은 앞에서 언급한 바와 같이 붕괴가 터널 내부에서만 관측되는 경우와 붕괴가 터널 외부에까지 확장되어 관측되는 경

우로 구분되어 나타날 수 있다. 각각의 붕괴유형에 따라 붕괴로 인한 영향범위를 고려하여 대책공법 수립에 반영하여야 한다.

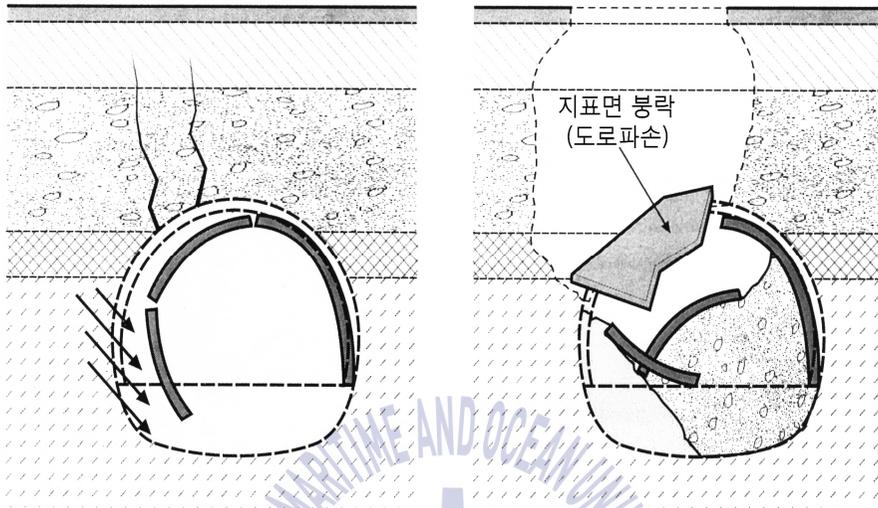


Fig. 2.3 Typical tunnel collapse types

즉, 터널의 붕괴가 내부에서만 관측되는 경우는 일반적으로 토피고가 높거나 터널의 붕괴로 인한 지반 이완범위가 비교적 작을 수 있으므로 붕괴된 구간에 대해 집중적으로 보강공법 등의 대책공법을 적용하는 것이 바람직하다. 붕괴가 터널 외부에 까지 확대되어 관측되는 경우는 터널 내부에 대한 대책공법 뿐만 아니라 지표면 상부 및 인접 구조물에 대한 대책공법까지 수립 여부를 평가하여야 한다(KTA, 2010).

2.3.2 갱구부 및 저토피 구간 터널 붕괴

터널 갱구부 및 저토피 구간의 붕괴유형은 지형 특성상 터널의 붕괴영향이 지표면까지 확장되어 지표면 함몰로 이어질 가능성이 매우 높다. 특히, 터널 갱구부는 지형적인 특성상 지표수의 유입 가능성이 높고 지형경

사가 급할 경우 편토압 등의 발생으로 터널에 직접적인 영향을 미칠 가능성이 매우 높다. 따라서, 터널 갱구부의 붕괴를 방지하기 위해서는 터널 갱구부의 지형조건과 지층조건을 상세히 고려하여 위치계획을 수립하여야 한다.

또한, 갱구부의 보강설계를 수행하는 경우에는 터널 갱구부의 이러한 특성을 고려하여 일반구간에 비해 터널 천장부와 막장부의 지보량을 늘리고 별도의 보조공법을 적용하는 것이 바람직하다.

터널 갱구부 및 저토포 구간의 붕괴발생은 지표면의 함몰로 이어질 수 있으므로 붕괴가 발생했을 경우에는 터널 상부 지표면의 함몰, 균열, 침투 등의 발생현황을 상세히 관측하여 대책공법 선정에 반영해야 한다.

일반적으로 지표면 함몰이 발생하였을 경우는 함몰구간에 지표수의 유입, 세립분의 유실로 인한 붕괴범위의 확대 및 추가적인 붕괴발생을 예방하기 위하여 함몰구간을 신속히 매립하고 동시에 지표면의 배수로 정비 등을 수행하여 함몰영역의 확대를 최대한 방지하여야 한다. 터널내부에서는 응급복구 조치의 일환으로 임시 압성토의 시공과 숏크리트 타설 등을 수행하여야 한다. 또한, 응급복구가 완료된 이후에도 추가적인 계측계획을 수립하고, 터널변위와 지중변위의 수렴여부, 지하수위의 변화특성 등을 지속적으로 관측하여야 한다.

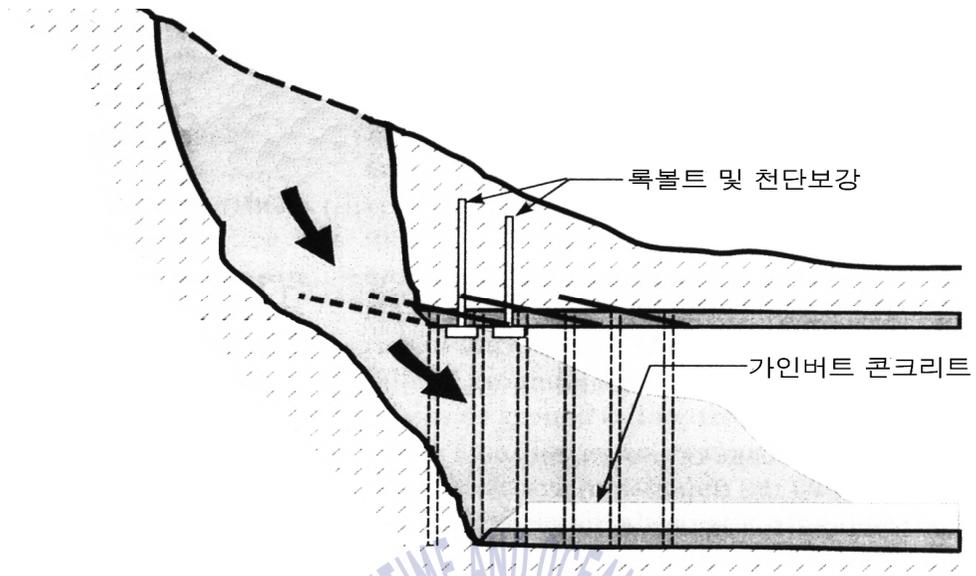
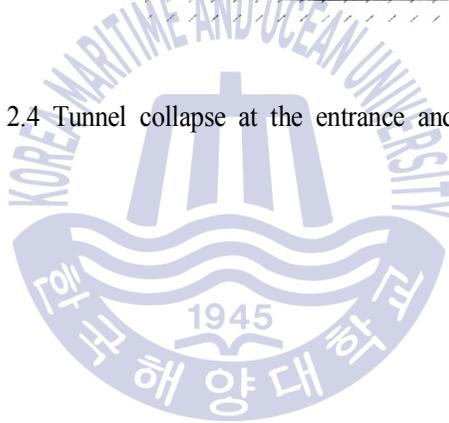


Fig. 2.4 Tunnel collapse at the entrance and exit



2.4 터널굴착으로 인한 붕락 유형

2.4.1 터널굴착중 붕락 유형

터널의 굴착직후의 안정성 확보를 위해 시공하는 1차 지보재인 슛크리트, 록볼트, 강지보재를 타설하기 전의 상태를 무지보 상태라 하며 이때의 붕괴유형을 무지보 상태에서의 붕괴라고 한다. 이와 같은 붕괴유형은 터널 막장면이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴와 터널 천장부와 상부지반이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴로 구분할 수 있다(KTA, 2010).

(1) 터널 막장면이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴

터널 막장면이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴유형에는 천단부 붕괴, 터널상반 막장 붕괴, 터널하반 막장 붕괴, 터널 전막장 붕괴로 구분 할 수 있다. 이러한 붕괴유형에 해당하는 경우 터널의 토피고가 비교적 높아서 터널 막장에서의 붕괴가 터널상부 지표까지 확장되지 않은 국부적인 경우가 대부분이다.

특히, 붕괴된 지반 또는 암반의 형상이 썩기형태를 보이는 것은 전반적인 지반조건은 비교적 양호하나, 붕괴가 발생한 부분이 절리 등 불연속면이 집중되어 분포하거나 인장균열 및 전단변형이 집중되어 나타나는 곳이 대부분을 차지하므로 국부적인 보강을 통하여 안정성을 확보할 수 있다.

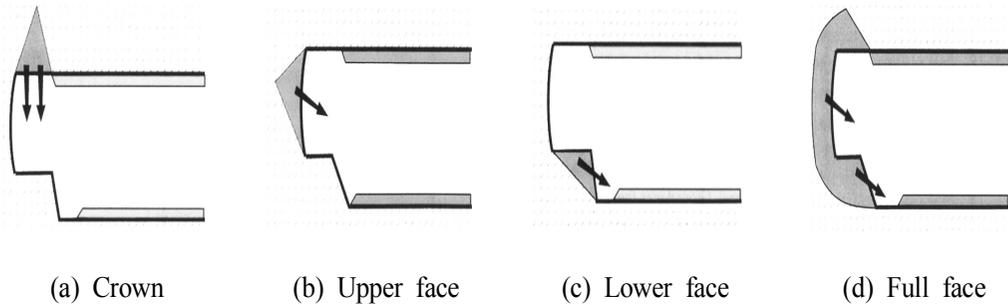


Fig. 2.5 Type of collapse in case of an unstable tunnel surface

천단부 붕괴, 터널상반 막장 붕괴, 터널하반 막장 붕괴의 경우 신속한 응급조치를 하지 않으면 붕괴범위가 확장되어 막장전체 붕괴로 발전할 수 있다. 이와 같은 상황은 터널 전방의 막장면 지반상태가 전체적으로 취약한 경우 나타나며, 특히 불연속면이 전반적으로 발달하고 풍화상태가 심하여 터널 막장면 전범위에 걸쳐 연약대를 형성하는 경우에 나타날 수 있다.

이외에도 지하수위가 높을 경우에는 터널 막장면에 다량의 지하수가 유출 및 토립자 유실이 발생할 수 있어 터널붕괴가 지표면까지 확장하지 않더라도 대규모의 붕괴가 발생할 가능성이 있을 수 있다.

(2) 터널 천장부와 상부지반이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴

터널 천장부와 상부지반이 불안정한 경우에 발생하는 붕괴유형으로는 연약대 붕괴, 터널 상부 공동 등으로 인한 붕괴, 침투에 의한 붕괴, 토피 부족으로 인한 붕괴가 있으며 대부분 터널 붕괴가 지표면까지 확장되는 표토층 함몰이라는 유형을 나타낸다.

연약대 붕괴는 단층대, 파쇄대 및 폐공이 불량한 공동 등을 시공중에

미처 파악하지 못하여 터널이 이 구간을 통과하는 경우 터널 막장과 연약대가 간섭하여 붕괴가 발생하는 경우이다. 특히, 터널 상부 공동은 자연적인 지반상태에서 생성될 뿐 만 아니라 폐공불량 등으로 인한 것이 있을 수 있으며, 공동의 영향범위 내에서 터널 굴착시에는 공동의 영향으로 붕괴가 발생할 가능성이 있으며 공동이나 폐공 등을 통한 지하수의 유출로 인해 대규모의 붕락이 동반되기도 한다.

침투에 의한 붕괴유형은 투수성이 큰 지반에서 터널상부에 지하수위가 높게 존재할 때 주로 발생하며 터널 막장부에 과도한 지하수의 유입과 함께 토립자 유실발생으로 진행성의 붕괴가 지표면 함몰까지 이어질 수 있다.

터널 토피고의 부족으로 인한 터널붕괴 유형은 터널의 아칭효과가 발생할 수 없을 정도로 부족한 토피고에 터널이 시공되는 경우에 발생하며 표토층 함몰로 이어진다. 사전에 터널 아칭효과 발생여부를 평가하여 터널 천장부의 강성을 높일 수 있는 보조공법을 시공하고 전토피 하중을 고려한 콘크리트 라이닝 계획으로 적극적으로 예방할 수 있다(British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004).

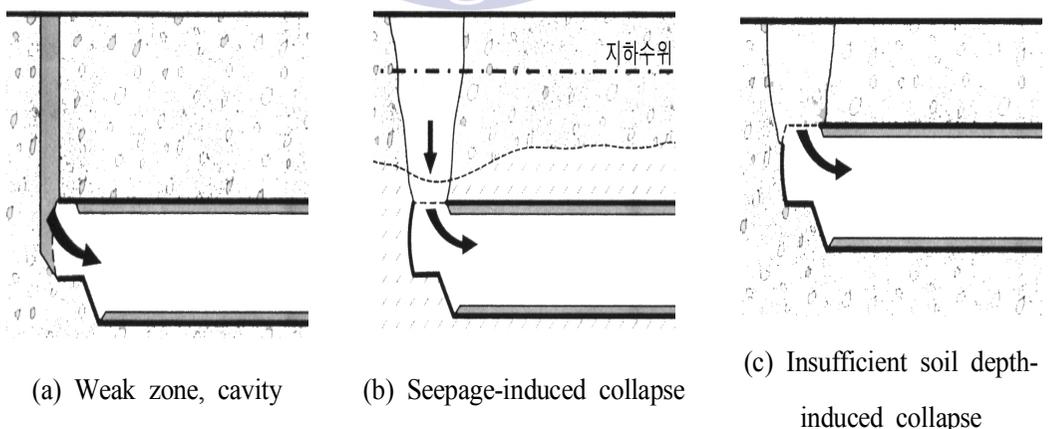


Fig. 2.6 Type of collapse in case of an unstable tunnel ceiling and upper ground

일반적으로 터널 천장부와 상부지반이 불안정할 경우 발생하는 붕괴는 터널 막장면이 불안정할 경우 발생하는 붕괴보다 더 큰 사고로 이어질 수 있다. 그러므로, 시공전 자연공동 및 인공으로 만들어진 공동의 존재여부 파악, 지하수위의 영향, 아칭현상이 충분히 발현될 수 있는 최소 토피고의 확인 등의 검토 뿐 만 아니라 천단침하 및 내공변위의 경시변화의 지속적인 관찰 등을 수행하여 안정성 확보에 만전을 기해야 할 것으로 판단된다.

2.4.2 터널굴착 완료후 붕락

1차 지보재 타설후 붕괴발생은 터널 상하반의 지보재가 폐합되기 전에 발생하는 붕괴와 터널 지보재가 폐합된 경우에 발생하는 붕괴로 구분할 수 있으며, 각각의 붕괴유형에 대한 특성은 다음과 같다(KTA, 2010).

(1) 지보재 폐합전에 발생하는 붕괴

지보재 폐합전에 발생하는 붕괴유형으로는 지지력 부족에 인한 붕괴, 측압증가에 의한 붕괴, 가지보재 파괴에 인한 붕괴가 있다. 지지력 부족에 의한 붕괴는 터널하반에 연약한 지반이 출현했을 경우에 주로 발생하며, 지지력의 부족으로 터널상반에 설치된 1차 지보재의 우각부 침하로 변형이 발생하는 경우에는 내공단면의 유지가 곤란하고 지보재의 균열 등을 초래하여 직접적으로 터널의 붕괴로 이어질 수 있다.

측압증가에 의한 붕괴는 일반적으로 원지반의 구속응력 중 연직응력보다 수평응력이 크게 발생하는 경우에 주로 발생하며, 측벽부에 과도한 변위발생으로 1차 지보재 천장부 균열발생, 하부지반 융기 등이 발생할 수 있어서 터널붕괴로 이어질 수 있다.

가지보재 파괴에 의한 붕괴는 보통 지반이 불량할 경우에 연직분할 굴착공법 적용시 일시적인 지보개념으로 적용한 가지보재 파괴로 발생하는 붕괴로 이러한 붕괴를 방지하기 위해서는 지반압력을 고려하여 가지보재의 강성 및 규모를 산정한 후 설계에 적용하여야 한다.

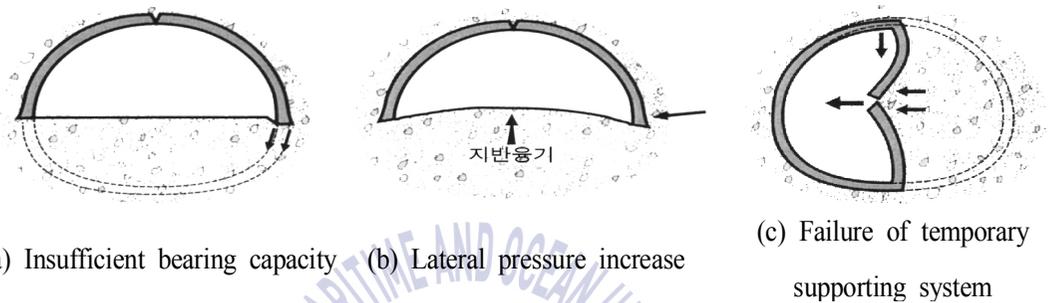


Fig. 2.7 Type of collapses in case of a primary support not closed tunnel

(2) 지보재 폐합후에 발생하는 붕괴

지보재 폐합후에 발생하는 터널의 붕괴유형은 전단파괴에 의한 붕괴, 압축파괴에 의한 붕괴, 편칭파괴에 의한 붕괴, 휨압축파괴에 의한 붕괴, 밀림현상에 의한 붕괴가 있다.

전단파괴에 의한 붕괴유형은 연약대, 파쇄대, 단층대 등 국부적으로 취약한 지층조건과 터널이 간섭될 경우 취약한 부분에 집중된 지반응력 및 하중 등이 터널의 지보재에 국부적인 외력으로 작용하여 지보재의 전단파괴를 유발하여 발생한다.

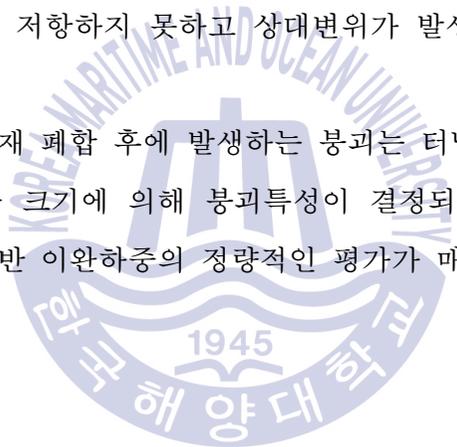
압축파괴에 의한 붕괴유형은 주로 지반응력이 지보재의 저항력을 초과하는 경우에 발생한다. 터널의 계획심도가 깊어 과지압이 작용하는 경우, 터널내부로 침투가 원활하지 않아 지보재 배면에 수압이 집중되는 경우, 함수량이 높은 팽창성 지반에 터널이 계획되는 경우 등에서 볼 수 있다.

편칭파괴에 의한 붕괴는 전단파괴에 인한 붕괴와 마찬가지로 국부적인 취약지반과 터널이 간섭할 경우 취약한 지반에 집중되는 과다변위로 인하여 발생할 수 있다.

휨압축파괴에 의한 붕괴유형은 압축파괴에 의한 붕괴유형이 발생하는 조건과 유사한 경우에 발생한다. 연속체 특성을 보이는 지보재에 압축하중이 발생할 경우 지보재의 휨저항력이 이에 대응하지 못 할 경우에 발생한다.

밀림현상에 의한 붕괴는 다른 붕괴유형과는 다소 상이한 붕괴특성을 보이는 경우로 지보재와 원지반이 충분히 밀착되지 못한 경우 지반변위 발생에 지보재가 함께 저항하지 못하고 상대변위가 발생하는 경우에 볼 수 있다.

이상과 같은 지보재 폐합 후에 발생하는 붕괴는 터널 굴착 후에 발생하는 지반의 이완하중 크기에 의해 붕괴특성이 결정되는 공통점을 가지고 있으므로 사전에 지반 이완하중의 정량적인 평가가 매우 중요함을 시사하고 있다.



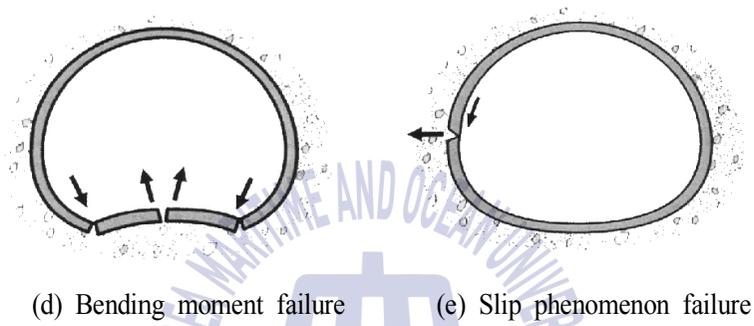
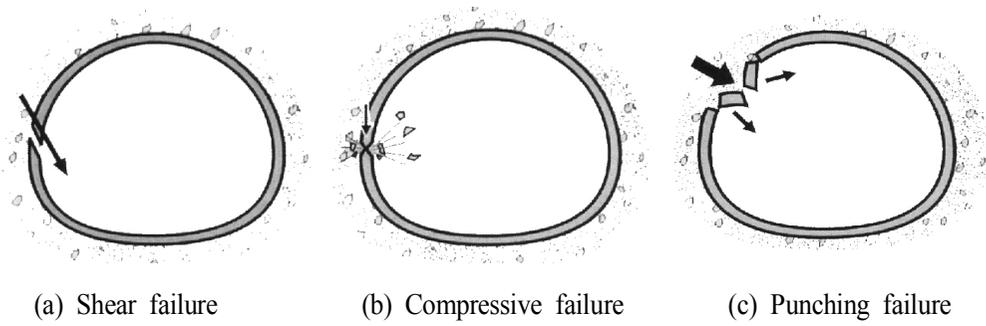


Fig. 2.8 Type of collapses in case of a first support closed tunnel

2.5 해외 터널 붕괴유형 파악 사례

본 연구에서는 단층과쇄대에 시공되는 터널의 붕괴·붕락의 메커니즘을 규명하기 위해서 국외 터널 붕괴유형 및 특성을 고찰하였고, 특히 일본에서 발생한 터널 붕괴·붕락 사례를 조사하고 터널 붕괴유형과 그 특성을 조사하였다. 또한, 터널의 붕괴 및 막장 안정성에 미치는 인자의 영향도 평가에 대한 검토도 실시하였다.

기존의 연구로부터 터널 굴착중의 붕괴·붕락현상은 막장면에서 대부분 발생하며 붕괴원인으로는 ① 지질구조에 의한 것, ② 용수에 의한 것 등이 전체 터널 붕괴·붕락의 80% 이상을 차지하는 것으로 밝혀졌다. 특히, 붕괴·붕락 사고는 과쇄대나 풍화대, 절리·층리, 팽창성 토사, 연암지대 등에서 많이 발생하는 것으로 조사·보고되고 있다. 붕괴현상을 구별하고 붕괴가 발생한 지질을 분류할 수 있는 개념도를 Table 2.1에 나타내었다.

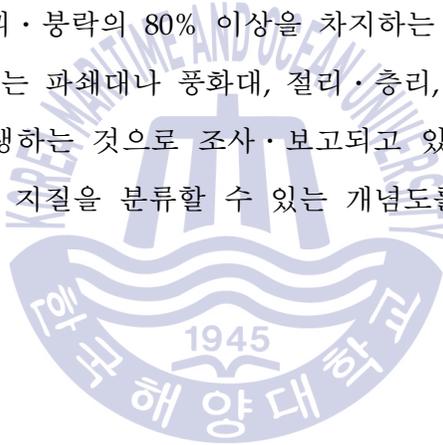
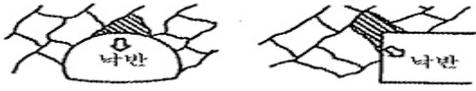
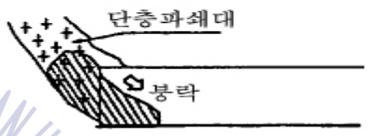


Table 2.1 Geological classification and tunnel concept

붕괴현상	발생지질	개념도
<p>균열발달에 의한 붕괴 (붕락, 박리, 지층의 미끄러짐 또는 지층의 슬라이딩)</p>	<p>균열이 많은 지반, 풍화성 지반 등</p>	<p><낙반>  <박리·박락>  <지층 슬라이딩> </p>
<p>지반유출에 의한 붕괴 (유출, 유사)</p>	<p>토사지반, 단층 파쇄대, 저고결 지반 등</p>	<p><유출>  <유사>  단층파쇄대, 붕락, 이수사층, 불투수층, 토사붕락</p>
<p>토압에 의한 붕괴 (팽압, 소성압)</p>	<p>저고결 지반, 단층파쇄대 등</p>	<p><팽압, 소성압>  측면 밀려나옴, 터널전방 밀려남</p>

터널 붕괴 및 막장 안정성에 미치는 인자의 영향도 평가를 위해 지반 및 지질상황, 막장 붕괴의 대표적 현상, 막장 안정성 영향요인별로 분류한 평가항목들을 Table 2.2에 나타내었다.

대표적인 지반 및 지질상황으로는 ① 균질지반 ② 층리 ③ 절리 ④ 풍화 및 파쇄대 등으로 대별할 수 있고, 각 지질상황은 기반암의 성질, 암반 내 절리의 발달정도나 용수 등의 영향인자에 의해 터널 안정성에 직접적인 영향을 미치는 것을 알 수 있다.



Table 2.2 Evaluation of factors affecting tunnel collapse and tunnel stability

지반 및 지질 상황		막장 붕괴의 대표적 현상	막장 안정성 영향 요인	
균질	균질한 지반으로 제3기의 이암 등의 지질이 해당 (이암 등)		기암의 성질	◎
			단열의 정도	△
			용수	△
층리	다른 물성의 지층이 호층을 이룬 지반으로 사암, 이암 등이 해당 (사암·이암 등)		기암의 성질	○
			단열의 정도	◎
			용수	◎
절리	경암이 많고 조적이 절리나 암반단열에 의해 분단된 불연속성의 지반 (구조대 및 강 변성대)		기암의 성질	△
			단열의 정도	◎
			용수	○
풍화 파쇄대	단층파쇄대와 같이 국소적 열화 및 파쇄대 주변 (풍화 화강암 지대)		기암의 성질	◎
			단열의 정도	△
			용수	◎

< 범례: ◎: 특히 중요, ○: 조금 중요, △: 별로 중요하지 않음 >

2.6 양산단층대 지질특성

한반도 동남부에는 Fig. 2.9에서 보여주는 바와 같이 북북동 방향의 평행한 몇 개의 단층과 북북서 방향의 울산단층이 발달해 있다. 여기에서는 이들 북북동 방향의 양산단층의 특성을 간략하게 기술한다.

양산단층은 낙동강 하구에서 북북동 방향으로 진행하여 경북 울진군 기성면까지 단속적으로 연장되어 한반도 동남부에 발달하는 북북동 방향의 몇 조의 평행한 단층들 중에서 단층의 폭이나 연장성이 가장 좋다. 이 단층의 연장길이에 대해서는 다양한 연구결과들이 있는데 그 연장이 매우 크다는 연구결과와 부산에서 북으로 가면서 영덕 부근에서 폭의 감소와 함께 점차 소멸된다는 연구결과(채병곤과 장태우, 1994)가 있다.

일반적으로 양산단층대는 부산의 낙동강 하구언에서부터 북북동 방향으로 양산 언양, 경주, 영덕읍 부근을 지나 영해읍과 영덕군 병곡면 병곡리를 지나면서 바다로 연장되다가 다시 후포면 소재지에서 거의 북쪽 방향으로 연장되어 울진군 기성면 사동리 하사동에서 바다로 연장되는 것으로 알려져 있다. 이 단층을 따라 지형적으로도 역시 뚜렷한 선상구조를 발달시키지만 하나의 일직선이 아닌 약간씩 방향이 다른 선들이 이어지면서 부산에서 기성면까지 연장된다(Fig. 2.9).

양산단층은 하나의 단층선이 계속 연장 분포하는 것이 아니라 몇 개의 평행한 단층이 간격을 두며 발달하는 단층대이다. 양산단층의 폭은 전 구간에 걸쳐서 볼 때 매우 불규칙하고 경주시에서 남쪽이 넓으며 그 북쪽으로는 좁아지는 현상이 있다.

장천중과 장태우(2009)는 경주 남쪽에서는 양산단층의 폭이 1km 미만에서 6~7km의 폭을 가지고 약 30km의 주기를 가지며 단층폭이 증가하고 감소하는 규칙성을 제시하였다. 양산단층의 변위에 대한 여러 학자의 발

표 자료를 요약하면 다음과 같다. 지금까지 양산단층의 운동에 대해서는 주향이동(Sillitoe, 1977, 업상호 외, 1983, Lee et al., 1986)과 경사이동(이민성/강필중, 1964, 이윤중/이인기, 1972, 손치무 외, 1985, Choi and Park, 1985, 김종열, 1988) 등 몇 가지 의견이 있지만 단순 우수향 주향이동(Single dextral strike-slip)이라는 견해가 주류를 이루고 있다.

이와 같은 견해는 청하지역의 연구(채병곤과 장태우, 1994)에서도 잘 보여주고 있다. 지금까지 양산단층의 우수향 주향이동이라는 의견에 반하여 절리연구에 의한 NNW-SSE 및 NE-SW 압축응력장, 자기비등방성구조에 의한 NW-SE 압축과 미세균열에 의한 NW/WNW, NNE/NS 및 NE/ENE 압축응력장등 다양한 응력해석의 연구결과가 이를 뒷받침하고 있다. 양산단층은 몇 차례에 걸쳐 작용한 중북변형의 결과임이 여러 학자들에 의해 주장되고 있다(Son et al., 2002; Choi et al., 2009; Kang and Ryoo, 2009).



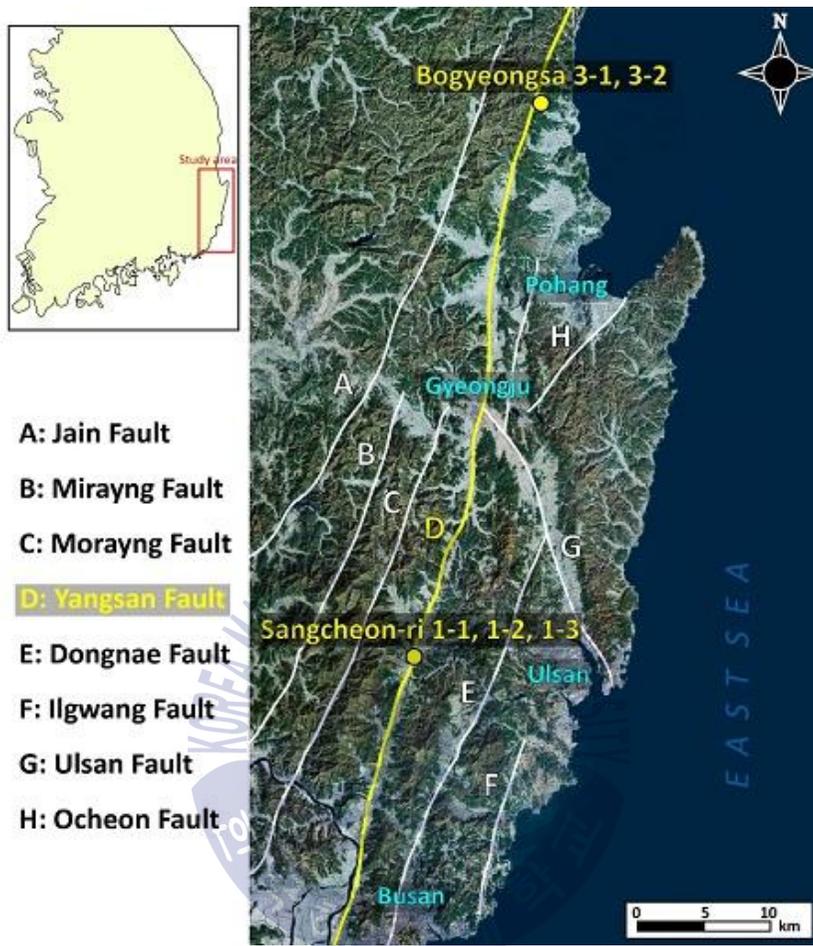


Fig. 2.9 Faults developed in the southeast of the Korean Peninsula(우상우 외, 2015)

대단층은 전체단층이 한 번의 운동으로 동시에 발달하는 것이 아니라 공간 및 시기를 서로 달리하면서 점차 성장하게 된다. 따라서, 양산단층은 한 번의 운동에 의해 일시적으로 단층이 형성되었기 보다는 적어도 6번 이상의 운동을 통하여 형성된 다중변형(multiple deformation)의 산물로 해석된다.

이 단층의 이동거리에 대한 자료는 장기홍 외(1990)에 의해 단층의 동측 지괴와 서측 지괴의 암상을 대비하여 복원한 결과 우수향의 운동감각을 가지며 약 35km의 변위가 있음을 발표하였다.

양산단층대는 남쪽에서부터 기하학적 특성에 따라 ① 양산-언양-경주 구간, ② 안강-보경사-영해 구간, ③ 후포-기성 구간으로 나눌 수 있다. 양산-언양-경주 구간은 다른 구간에 비해 단층의 폭이 넓어 단층대를 따라 넓은 층적층이 발달하며 그 현상은 언양 남쪽이 더욱 뚜렷하다. 특히, 양산 남쪽은 낙동강 하구언과 연계되어 매우 넓은 층적층을 형성하여 기반암의 노두가 관찰되지 않아 양산단층의 실체를 직접 관찰하기는 어렵다. 하지만, 양산단층이 통과하는 지역의 양측 노두에서는 남북에서 북북동 방향의 단층이 많이 발달하며 그 외에 북서 및 거의 동북동 내지 동서에 가까운 단층들도 발달함을 알 수 있다. 안강-보경사-영해 구간에서는 단층이 분기하여 여러 조의 평행한 단층들이 발달하는 구간으로 특히 영덕 부근에서 이러한 현상이 현저히 나타난다. 후포-기성 구간은 단층의 폭도 다른 구간에 비해 좁아지며 단층의 발달 방향은 거의 남북 방향이다. 양산단층대의 전 구간에서의 특성은 단층대의 발달방향인 북북동 방향은 이에 평행한 몇 개의 단층대를 이루는 Y shear의 군집을 이룬다는 것이다.

그런데, 이 방향이 남북 내지 북북서 방향으로 기울어지는 곳에서는 contraction에 의해 매우 심하게 파쇄되어 brittle-ductile mylonite를 형성한다. 이와 같은 지역 이외에는 실제로 기반암의 노두에서는 북북동 방향의 단층보다는 북서 혹은 동북동 방향의 단층들이 발달하는데 이는 T shear, R shear 혹은 R' shear들이 실지 노두 상에서 발달하기 때문이다.

제 3 장 연구대상 터널 현장

본 연구에서는 양산단층대 주변지역에서 터널 시공사례를 분석하여 굴착중 발생한 터널 붕락유형을 분석하였다.

3.1 연구대상 지역의 지질특성

양산단층대 지역의 지질특성은 앞서 2.6절에서 살펴본 바와 같이 1억년 전부터 2백만년 전에 걸쳐 형성되었으며 퇴적암과 화강암을 기반암으로 최근에 생성된 암석들이 분포하고 있다. 이 지역은 한반도에서 가장 최근에 생성된 암석들이 많아 굳어짐이 덜한 상태이므로 풍화에 대한 저항력이 부족하여 대기에 노출될 경우 풍화가 급속도로 진행되며, 많은 단층대의 영향으로 암석의 깨짐이 심한 상태이다.

이 지역에 가장 많이 분포하는 암석은 화강암으로 1억년 전에 생성되었으며 입자간의 결속력이 약하여 물, 공기에 노출될 경우 매우 빠른 속도로 풍화되어 모래로 변하는 성질을 가지고 있어 시공시 어려움이 있다.

토함산 우측과 포항지역에 널리 존재하는 역암은 바다나 강에서 모래, 자갈 등이 굳어져서 이루어진 암석으로 모래와 자갈이 눈으로 명확하게 구분되며, 입자간의 결합이 약하므로 매우 쉽게 모래, 자갈로 분리되는 경향이 있다.

울산, 포항지역 존재하는 세일은 물속에서 입자의 크기가 매우 작은 물질들이 쌓여서 생성된 암석으로 적색이나 흑색을 보이며 쌓이는 시기에 따라 분리되어 층을 이루고 있으며 층을 따라 미끄러져서 파괴되는 경우가 많으며, 이 지역의 세일은 지하에서 올라온 마그마의 열에 의하여 구

워져 딱딱하게 변해서 매우 쉽게 깨지는 경향이 있다.

노선 후반부에 존재하는 응회암은 화산이 분출할 때 깨져서 날아간 암석들이 쌓여서 생성된 암석으로 깨진 입자를 눈으로 확인할 수 있으며, 응회암은 일반적으로 강도가 매우 강하나 이 지역의 응회암은 최근에 생성되어 덜 굳어져 있는 상태로 물을 만나면 액체상태가 되어 흐르는 경향을 보인다. 따라서, 터널 벽면에서 물이 존재할 경우 강도가 매우 약한 액체상태가 되므로 매우 위험한 상태가 된다.

본 지역은 단층이 매우 잘 발달되어 있는데 양산, 밀양, 모량, 일광 단층대가 좌측에 지나가고(Fig. 2.9), 지진을 일으킬 가능성이 있는 활성단층으로 추정되는 울산 단층대가 노선을 관통하며 소규모의 단층들이 2백만 년 전 마그마의 용기로 조밀하게 발달하였다.

이 지역에 분포하는 암석의 종류와 생성은 크게 4단계의 과정을 거쳐 형성되었다. 1단계는 하부의 화강암 2, 3단계는 상부의 퇴적암들이 형성되었고 4단계에 상승하는 마그마에 의하여 소규모의 단층들이 생성되었다.

경주, 포항지역에는 단층이 매우 많이 발달되어 있는데 양산, 동래, 일광 단층대가 인근 지역을 지나가고 울산 단층대가 노선을 관통하며 Fig. 3.1과 같이 11개의 소규모 단층들이 2백만년전 마그마의 용기로 조밀하게 발달하였다(한국도로공사, 2011).

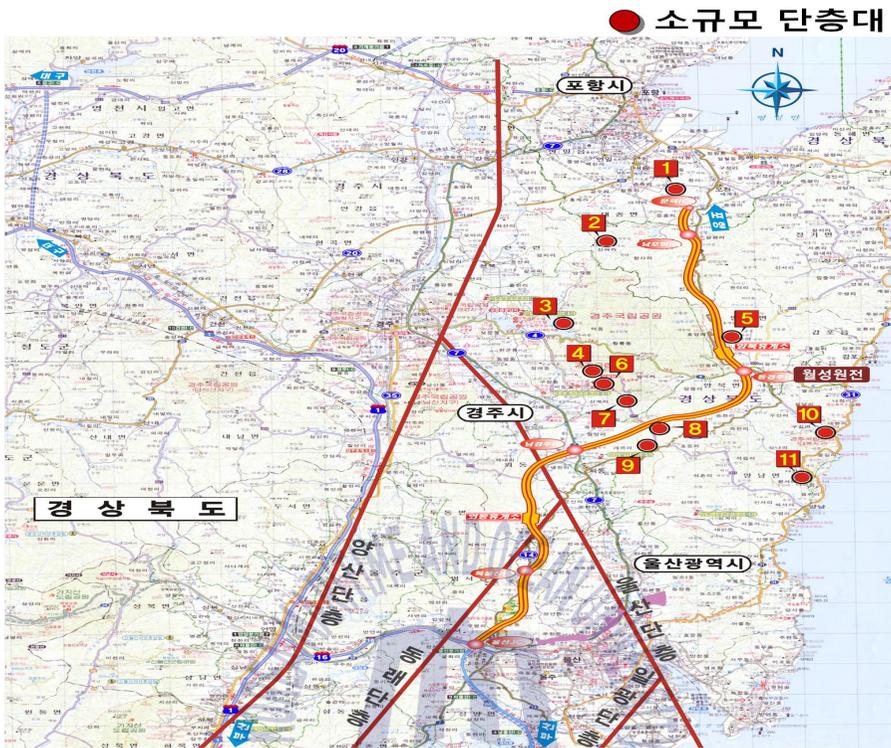


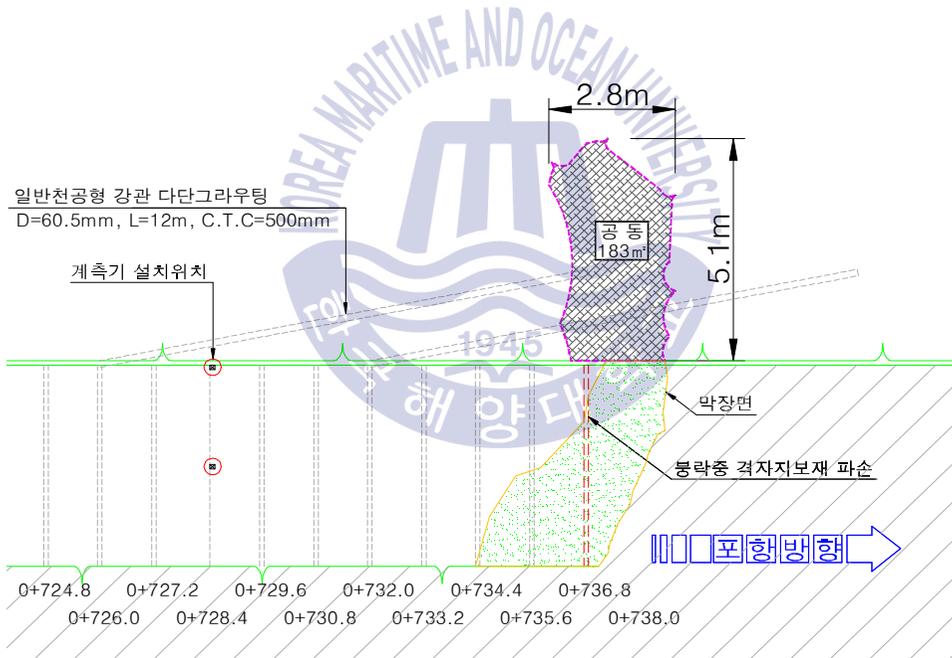
Fig. 3.1 The fault zones around the tunnels adopted for this study



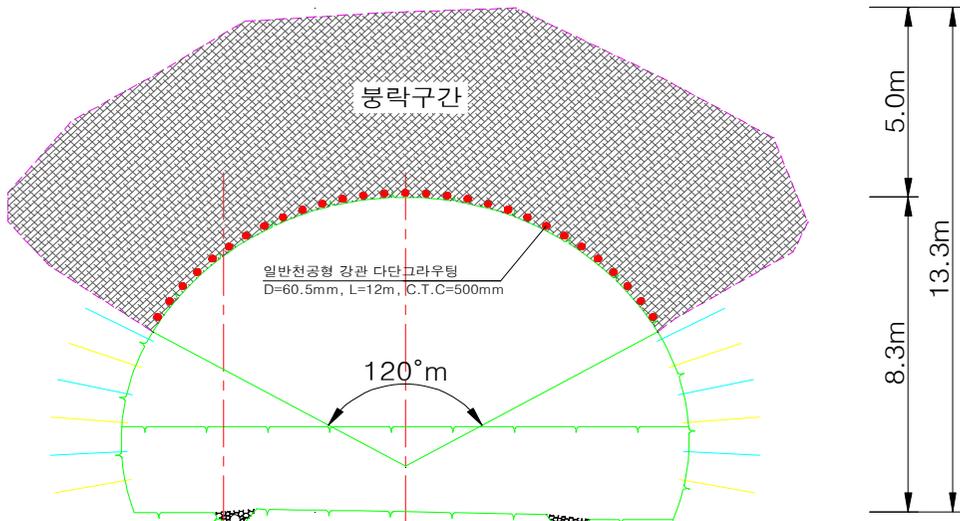
3.2 양산단층대 구간에서 발생된 터널 붕락유형

3.2.1 터널내 굴착 중 굴진면 천단부 함몰

본 연구대상 터널은 상·하부 반단면 굴착으로 굴진장이 상·하반 1.2m가 적용된 구간이며 보강공법은 1.5m(횡간격), 1.2m(종간격), 길이 4m 록볼트와 강관다단그라우팅 길이 12m, C.T.C 500mm 및 강섬유보강 슛크리트가 보강된 상태로 Fig. 3.2와 같이 막장부 천단부 함몰이 발생하였다(한국도로공사, 2012).



(a) 붕락구간 종단현황



(b) 붕락구간 횡단현황



(c) 붕락구간 막장면 사진

Fig. 3.2 Chimney collapse of crown in the tunnel face

본 붕락구간의 위치는 Fig. 3.3과 같이 시점으로부터 약 668m지점에서 터널천단부의 전단파괴로 인하여 막장 천단부에서 토사 유실이 서서히 발생하였으며, 터널 막장부 붕괴 및 천단부 상부구간이 폭 약 8.5×2.2m, 깊이가 약 10.0m정도 규모로 천단부에서 함몰(183m³)되는 사고가 발생하였다.

또한, 계속적으로 다량의 토석이 탈락되어 기 시공된 지보재 2조 및 일반천공형 강관다단이 일부 파손된 상태이며 추가붕괴 방지를 위해 막장 전방에 버력으로 폐합 시킨 후 슛크리트 타설로 긴급조치를 실시하고, 상부굴착에 의한 안정성을 확보하기 위하여 하반굴착은 중지하였다. 본 붕락부는 토사 및 풍화암층이 깊어 지표면에서 노두가 관찰되지 않았다. 또한 붕괴구간 상부 지표면의 함몰 흔적도 관찰되지 않았다.

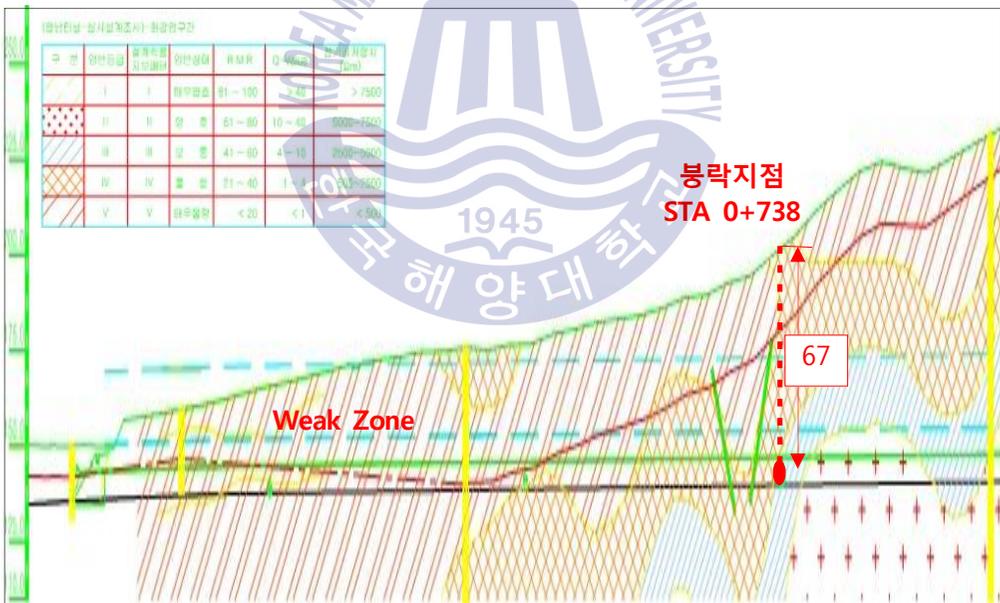


Fig. 3.3 Ground investigation result

붕락부의 토사의 이격으로 인한 지층의 발달 양상을 파악하고, 파쇄대 및 단층대와 같은 각종 연약대의 존재 유무를 분석하기 위하여 Fig. 3.4와 같이 터널 종방향 3측선, 횡방향 3측선의 전기비저항 탐사를 실시하였다.

분석결과 전반적으로 30~2000 ohm-m 정도의 전기비저항 범위를 보이고 지층분포는 천부의 토사층과 하부의 기반암으로 구성되어 있어 천부에서 저비저항이 광범위하게 나타나고 하부로 갈수록 고비저항이 우세한 양상을 보이는 경우가 많으나, 본 조사결과 심부까지 연장성을 보이는 저비저항 이상대의 분포로 인하여 전반적으로 전기비저항치의 변화가 다소 심하고 불규칙적으로 나타났다.

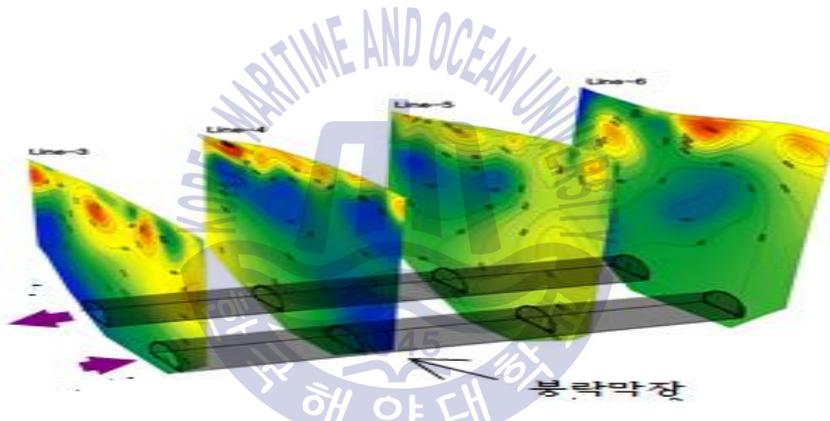


Fig. 3.4 Electrical resistivity survey result

전기비저항탐사 결과 모든 측선에서 지표에서부터 심부까지 연장성을 보이는 150~200 ohm-m 이하의 저비저항대가 분포하며, 이는 지반내 형성된 파쇄대 혹은 연약대를 반영하므로 저비저항 이상대 부근은 불량한 암질을 보일 것으로 추정되었다.

붕락부의 횡단방향에서 측정한 비저항탐사 결과, 터널천단 우측에 저비저항대가 출현하여 붕락을 일으킨 것으로 분석되었다. 붕락구간은 풍화잔

류토와 습윤시 강도가 크게 저하되는 풍화대 및 연약파쇄대가 깊게 분포하는 것으로 조사되었다. 심한 풍화상태를 보이는 풍화대구간은 완전 토사화 및 점토화, 연·경의 교호로 토사, 암편이 서로 교층, 기반암에서는 절리면에 점토 및 모래충진으로 인한 주변지반 이완시 지반붕락이 발생할 가능성이 있고 붕락구간 터널굴착시 주변지반의 이완이 진행되면서 터널 주변에 생긴 소성영역이 확대되어 터널지보에 직접적으로 하중으로 작용하여 소성압에 의한 터널 천단부 붕괴발생이 막장 천단부 함몰로 진행된 것으로 분석되었다.

따라서, 함몰구간의 하중에 의한 응력집중으로 과도한 천단침하 및 지표침하가 발생하고 슛트리트 발생응력이 허용치를 초과할 수 있으므로 터널 붕락부 주변지반(파쇄대)의 강도를 증가시켜 터널 재굴착시 지반자체 강도를 확보할 수 있도록 Fig. 3.5와 같이 보강을 실시하였다.

본 연구대상 터널현장에서 적용된 공동 및 함몰부 보강대책은 경량기포 그라우팅($\Phi 1.400$, $L=8.0\text{m}$ (천공+홀채움)+ 8.0m (천공+주입), C.T.C 2.0m(횡), 15°)을 적용하였다.

터널붕락부 주변지반(파쇄대) 보강대책은 Fig. 3.6과 같이 대구경 강단단단 그라우팅, H빔 강지보공, 철근콘크리트 라이닝 보강을 실시하였다.

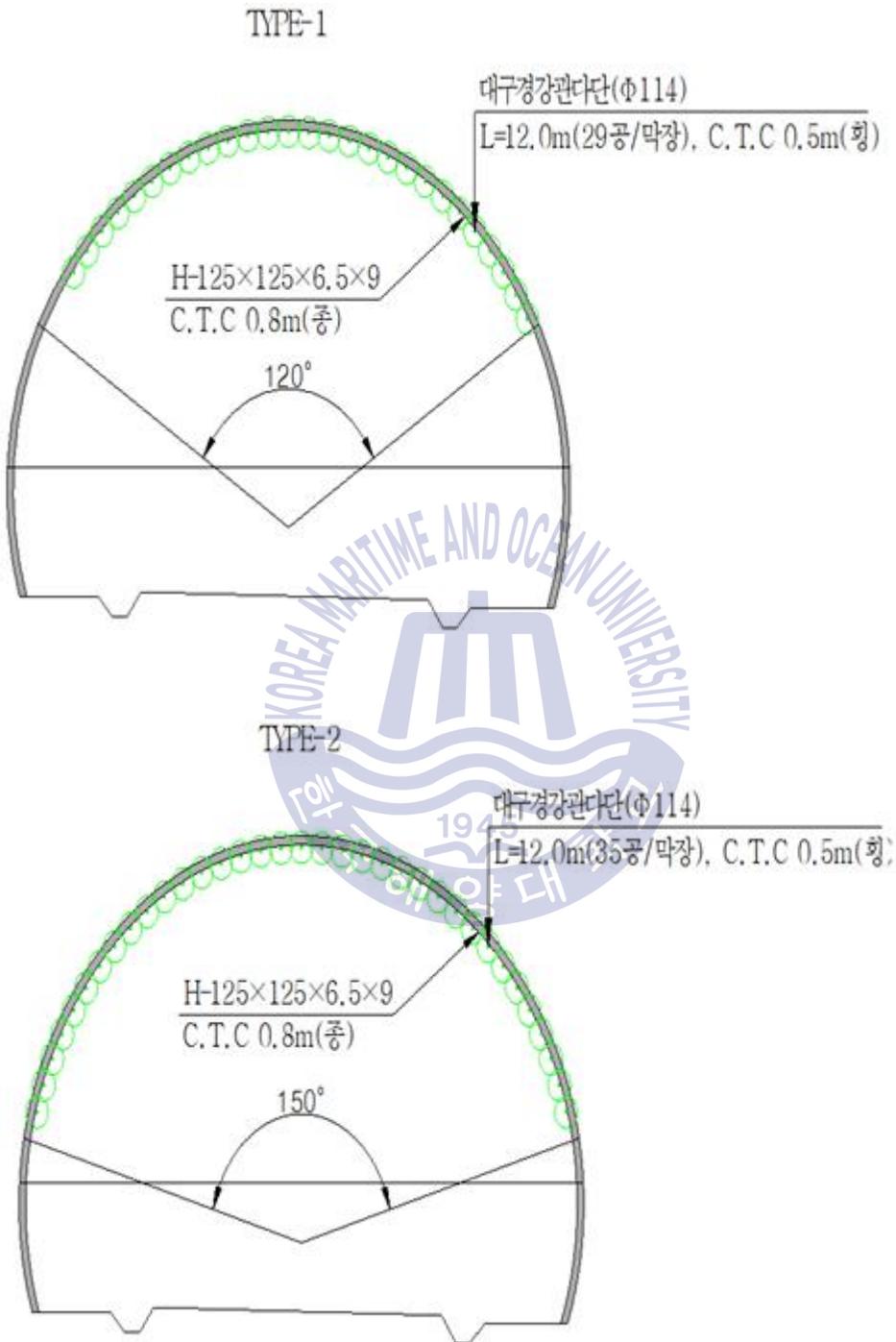
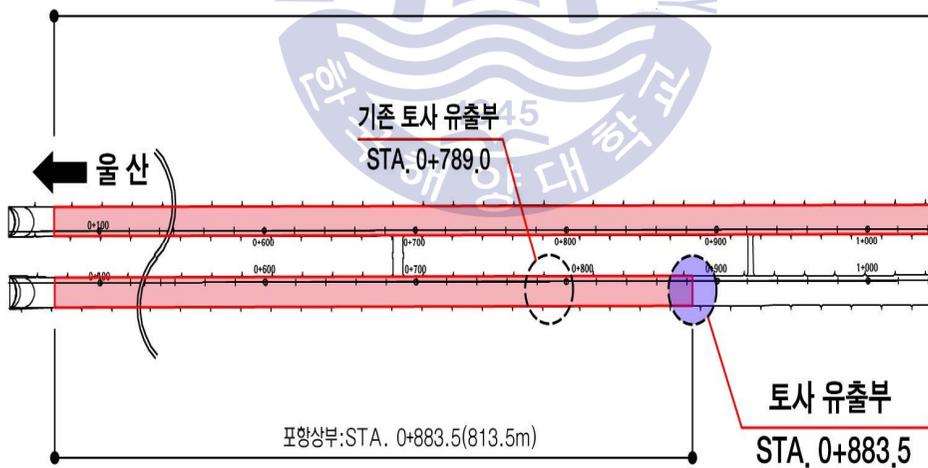


Fig. 3.6 Reinforcement section of collapse section

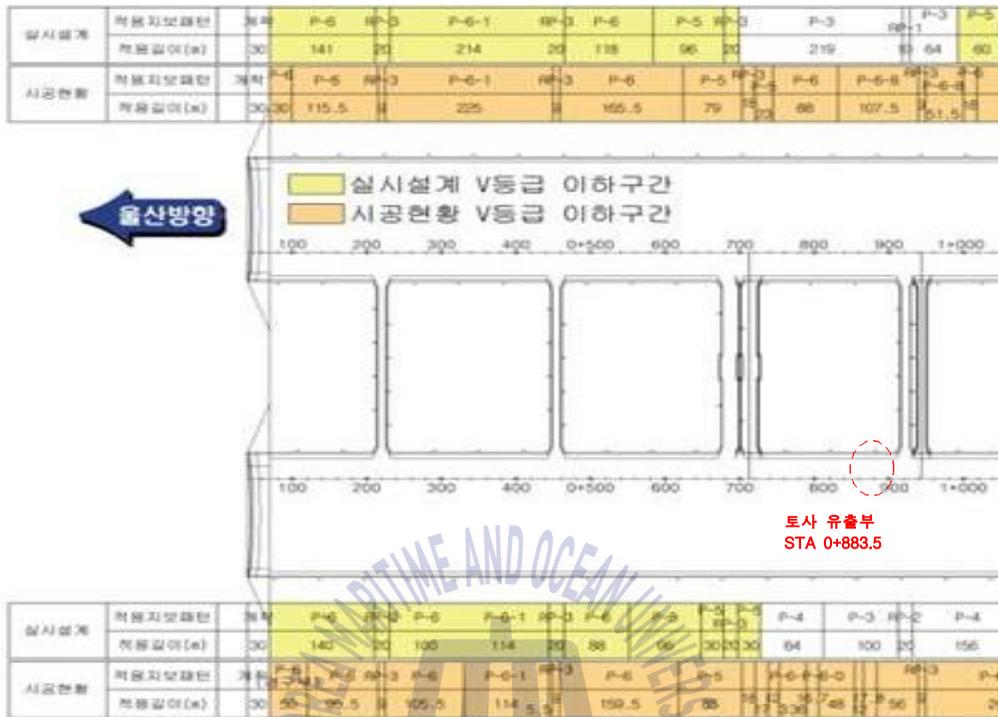
3.2.2 터널내 굴착 중 굴진면 토사유출

본 연구대상 터널은 시점에서부터 전반적으로 불량한 지반조건으로 토사붕락 및 유출 등이 수차례 발생하여 Fig. 3.7과 같이 지보패턴을 P-6(H-125)으로 상향 적용하여 직천공 및 대구경 강관다단그라우팅 공법을 적용하여 굴착을 진행하고 있었다.

토사 유출부 구간은 당초 설계시 지반조사결과 지반조건은 암반등급 III로 암반의 특성을 나타내는 것으로 조사되었으나, 시공시 확인된 지반조건은 암반등급 V로 풍화암 및 풍화토가 분포하는 것으로 확인되었다. 지보패턴은 당초 설계시 P-3로 계획하였으나 시공시에는 불량한 지반조건을 고려하여 P-5(LG-70)로 상향 조정하여 시공하였으나 터널 굴착중 굴진면의 우측 어깨부에서 Fig. 3.7과 같이 토사유출이 발생하였다.



(a) 토사유출 위치



(b) 지보패턴 현황



(c) 터널내 토사유출 사진

Fig. 3.7 Excavation location of soil outflow in the tunnel

토사 유출부 지반조사 결과(시추조사 및 감지공) 및 터널 굴진면 관찰 자료(face mapping)분석을 토대로 터널내 토사 유출원인에 분석결과를 요약하면 다음과 같다. 본 연구대상 터널은 굴착방향 전방에 지속적인 지하수 흐름에 의해 불규칙적으로 포화대가 형성되어 있는 상태에서 터널 굴착 진행중 포화대를 교란시킴으로써 소규모 토사탈락(3.0m^3)이 발생하였고 소규모 토사탈락으로 인해 불규칙적으로 생성된 공극 및 공동을 채우면서 주변지반은 이완되고 포화대 구간의 지하수 유동에 의해 용수와 동시에 토사(30.0m^3)가 유출되었고 토사유출에 의해 발생된 공동으로 용수와 토사가 소규모로 유출되는 과정에서 점진적으로 공동이 확대되어 곤죽상태의 토사(37.0m^3)가 추가로 유출되었다.

이러한 과정을 거치면서 터널 주변지반의 이완된 용수+마사토 영역이 굴진면 기준 우상향으로 점점 확대되는 경향을 나타내는 것으로 판단되며 터널 굴착으로 공학적 특성이 불량한 포화대와 조우되어 다량의 지하수와 함께 토사유출이 발생함으로써 포화대 토사유출로 공동(자유면)이 형성되었고 이러한 토사유출에 의한 공동 형성으로 공동주변 지반이 이완되어 느슨한(loose) 용수+마사토 영역을 형성시킨 것으로 분석되었다.

본 연구대상 터널이 토사유출 과정을 Fig. 3.8과 같이 분석하였다.

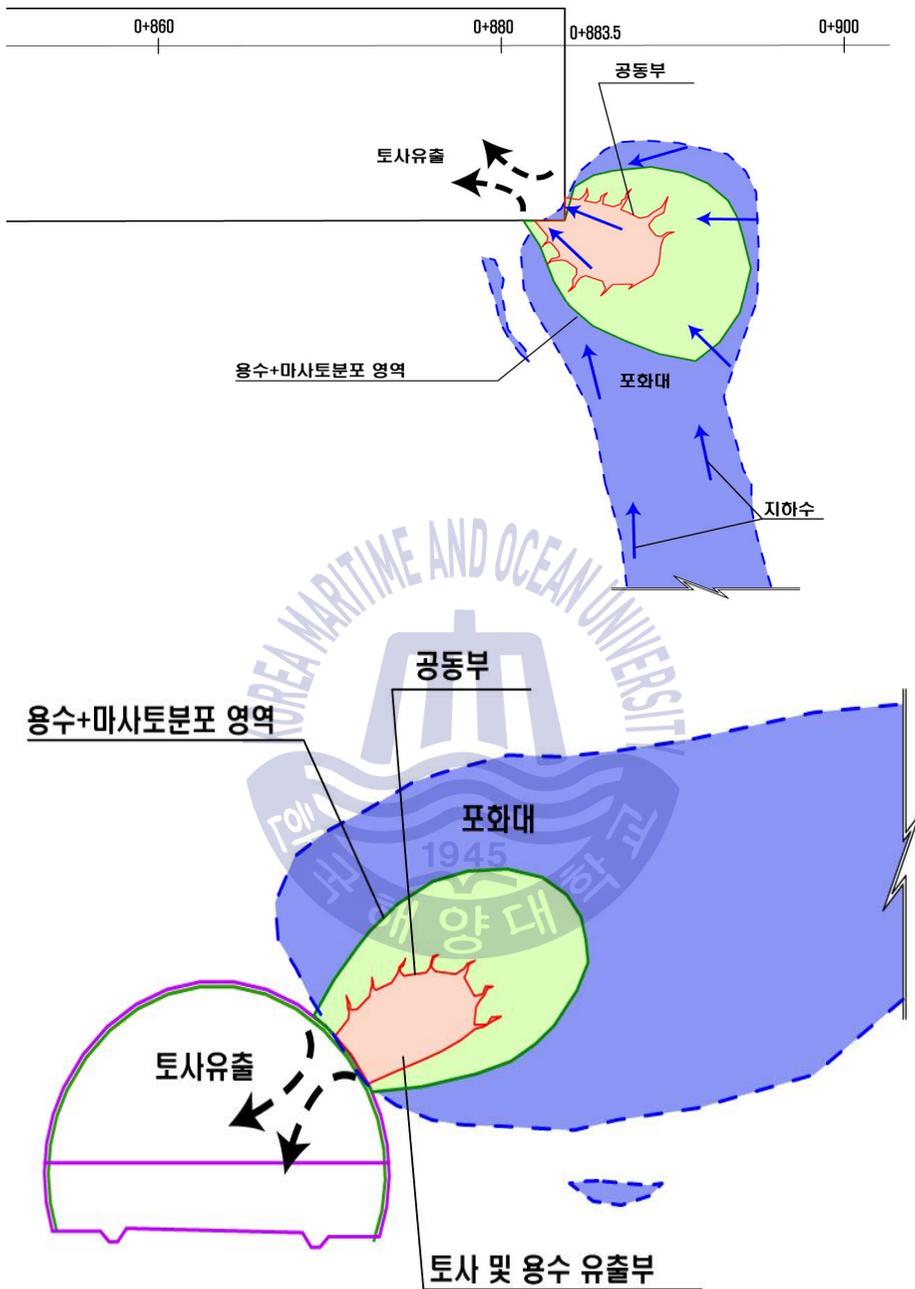
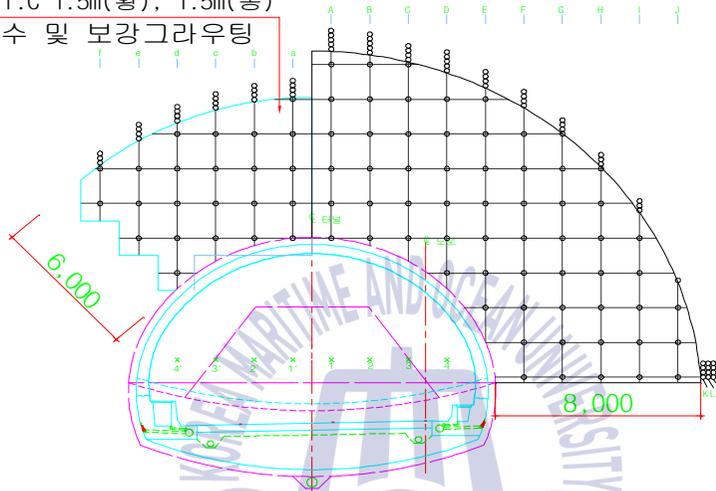


Fig. 3.8 Soil outflow mechanism in the tunnel

본 터널에 대한 보강대책은 Fig. 3.9와 같이 토사유출의 주원인인 지하수의 유입을 차단하고 토사유출로 인해 이완된 터널 주변지반을 고결시키기 위해 차수 및 지반보강 그라우팅을 적용하였다.

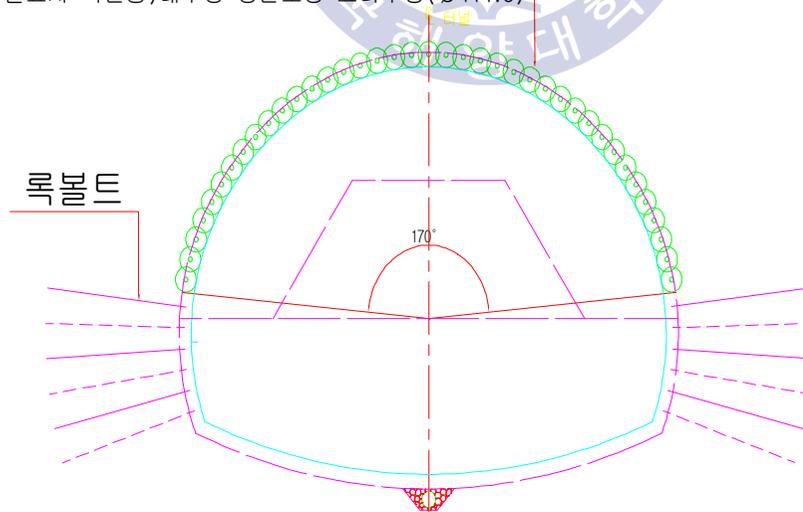
C.T.C 1.5m(횡), 1.5m(종)

차수 및 보강 그라우팅



L=12.0m, C.T.C 0.5m(횡), C.T.C 5.6m(종)

(필요시 직천공)대구경 강관보강 그라우팅(Ø114.3)



규격		직천공, 대구경(Φ114.0mm)
길이		12.0m
간격	종간격	5.6m
	횡간격	50cm
주입재		실리카졸계 초미립 시멘트 현탁액형

Fig. 3.9 Reinforced section of soil outflow area in the tunnel

본 터널 굴착중 토사 유출구간은 지하수의 지속적인 유입에 의한 터널 주변지반의 강도저하에 기인한 것이므로 주입재는 지반 토성특성 분석결과, 다량의(약 18%) 실트를 함유하고 있으므로 주입의 용이성, 지반의 차수 및 보강효과가 우수한 실리카졸계의 초미립 시멘트 현탁액형(변성실리케이트+마이크로 시멘트)을 적용하였다.

토사유출로 인하여 이완된 용수+마사토 분포영역이 굴진면 우측 어깨부에서 우상향으로 발달하고 있는 것으로 분석되므로 굴진면 전방 및 우측벽부에 대해 지반보강을 계획하였다.

차수 및 지반보강 그라우팅의 보강범위는 터널 주변지반은 약 0.5D(6.0m), 굴진면 전방부는 향후 굴진을 고려하여 약 12.0m를 구간에 보강간격은 전방부 1.5m×1.5m, 측면부 1.5m×1.5m을 적용하였다. 아울러 터널 상부 보강은 직천공 대구경 강관보강 그라우팅(길이 12m, 5.6m 중첩)을 적용하였다.

3.2.3 터널내 굴착 중 굴진면 후방부 천단부 함몰

본 연구대상 터널은 Fig. 3.10과 같이 평면적인 지형으로 볼 때 주변 계곡부가 매우 발달된 지형이며, 또한 계곡수가 상시 흐르는 지형으로 계곡부가 발달된 지형은 그 형성원인에 의해 단층대 및 파쇄대가 발달된 선구조 특성을 지니고 있다. 특히, 저토피 구간에서는 파쇄의 정도가 매우 심한 것으로 조사되었다.

본 터널구간의 계곡부는 터널을 횡단하는 형태이며, 계곡부를 선구조대로 볼 때 터널 굴착방향에 매우 불리한 방향으로 발달되어 있고 단면도 상에서 당초 설계시 전기비저항을 통해 암반등급을 분류한 결과를 보면 본 봉락구간이후 저토피(토피고 2D이내) 구간에서 매우 낮은 비저항치(1,600 Ω m 이하)를 나타내고 있다.

본 봉락이 발생한 구간은 저토피 구간보다 상대적으로 비저항치가 다소 높게 나타나 암반분류시 IV등급으로 지보패턴을 P-4 혹은 RP-3(대인용 피난연락갱 구간)으로 선정하였다.

기존 확인조사 자료를 이용한 암반분류 결과는 연암구간은 RQD=0~40% 정도를 나타내나 터널 천단 및 계획고 하부까지는 RQD가 7~13% 정도로 매우 불량하고 RMR 등급으로는 17~22 정도로 Type-V등급에 해당되는 매우 불량한 구간으로 조사되었다. 인근 계곡부가 평균 51m 정도 이격된 것으로 보이나 최단 이격거리는 35m 정도로 파쇄대 영향권 범위내에 있을 것으로 추정되며, Fig. 3.11, Fig. 3.12와 같이 시추조사와 TSP탐사 결과 나타난 암질상태는 맥암이 관입된 매우 불량한 암질로 조사되었다.

막장부 수평시추 조사시에는 토사와 암반이 혼재되어 나타나 인근 계곡부의 영향으로 파쇄정도가 매우 심하고 혼재된 각력질 실트 및 모래는 완전 포화 혹은 일부 포화된 상태로 존재하고 있을 것으로 조사되었다.

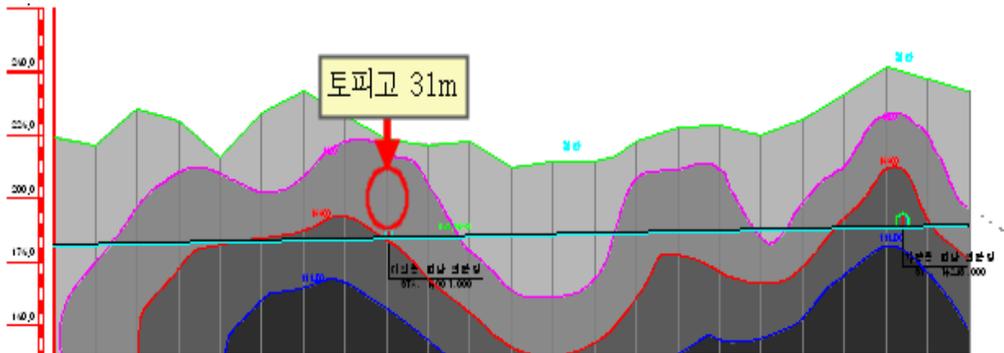


Fig. 3.10 Location of collapse section at the back of tunnel excavation surface



Fig. 3.11 The core recovered as a sand layer (soil layer)



Fig. 3.12 Collapse tunnel type with granite inclusions

본 연구대상 터널은 굴착 직후 1차 숏크리트 타설직후에 터널 굴진면 후방부에서 붕락이 발생되었다. 붕락발생구간은 토피고 2D이내인 저토피 통과구간보다 20m정도 앞선 구간으로 당초 설계시는 암반등급 IV구간으로 다소 불량한 구간으로 지보패턴 RP-3이 예측된 구간이다. 그러나, 막장 암판정시 지보패턴 Type-5와 추가 보강용 록볼트로 변경시공 예정인 구간이었다.

시공중 설계시 예측된 암반등급과 비슷한 정도의 양호한 암반으로 예측하였으나 붕락직후 약 50L/min(7ton/day) 용수가 일시적으로 발생된 점을 고려할 때 인근 계곡부에 발달된 파쇄대의 영향으로 암반내부 절리면으로 계곡수가 유입되면서 암반면 일부가 연약화된 상태로 토사화 된 것으로 분석되었다. 따라서, 지형 및 지질특성상 파쇄 정도가 심하고 일부 혼재된 포화 토사로 인해 굴착시 이완된 굴착면중 일부가 흘러내리면서 막장 천단부의 토사와 암벼력이 자중에 의해 일시적인 붕락이 발생된 것으로 분석되었다. 또한, 1차 숏크리트 타설시 소량의 용수가 발견되었고 붕락 직후 배면지반의 용수가 약 50L/min 일시적으로 쏟아졌으나 그 이후 추가적

인 붕락이 발생되지 않은 점을 감안할 때 수평시추시 발견된 일부 국부적으로 협재되어 포화된 각력질 실트 내지 모래층을 따라 막장면 슬라이딩이 발생되면서 추가적인 붕락이 발생된 것으로 조사되었다(한국도로공사, 2011).

붕락형상으로 볼 때 측벽부가 아닌 중앙 천단부에서 발생되었다. 이것은 굴착시 이완된 지보압이 포화상태의 지반에 의해 아칭현상 발현이 부족했고, 그로 인한 지보압 상실에 의해 연약화되고 포화된 일부 국부적인 지반에서 슬라이딩이 발생되었기 때문이다.

Fig. 3.13은 붕락구간의 막장면 Face Mapping자료로서 특별한 용수에 대한 문제는 없었다. 하지만, 막장 전반적으로 심한 풍화상태이고, 암판정시 RMR=17의 V등급 판정을 받았으며 붕락후에도 별다른 천단 및 내공변위에 대한 변화가 거의 없음을 확인할 때 터널 거동특성상 영향을 주는 인자에 의한 지보량 부족보다는 포화지반의 일시적인 붕락에 가까운 것으로 분석되었다.

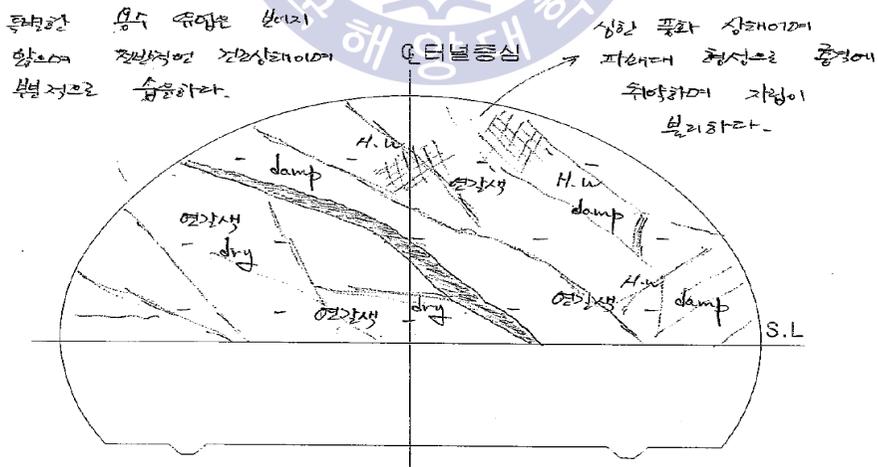


Fig. 3.13 Face mapping of collapse face

굴진면 후방부에서 발생한 붕락규모는 Fig. 3.14와 같이 터널 굴착진행 방향(횡단면도 기준)으로 폭 8~12m, 높이 5~6m 정도이며 종단면 방향으로 볼 때 약 4m 정도로 붕락으로 인해 유출된 포화토사의 규모는 160~200m³ 정도로 조사되었다.



(a) 터널 붕락구간 횡단면도

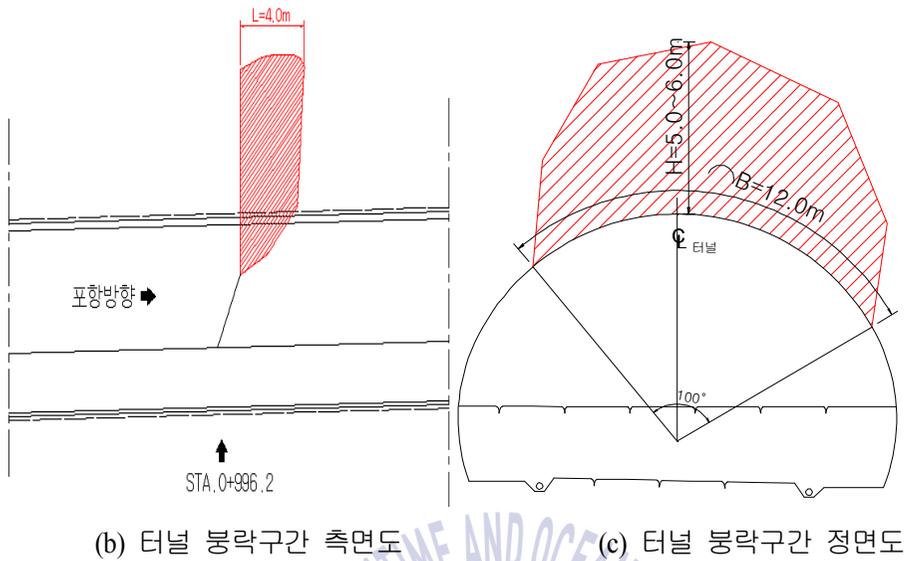


Fig. 3.14 Surface collapse of ceiling at the back

붕락부는 천단부에서 소규모 붕락이 발생하면서 지중에 포화된 용출수가 일시적으로 동시에 쏟아지면서 Fig. 3.15와 같이 2차적인 붕괴가 발생하였고 터널 상반 전면 및 천단부에 공동이 발생되었다. 이후 포화되고 연약화된 붕락부가 모두 쏟아진 후 더 이상의 붕락은 발생되지 않았다. 붕락 발생 즉시 모든 작업을 중단하고 추가적인 붕괴방지를 위해 막장면 코어 형성을 실시하고 막장면을 토사 및 버력을 이용하여 막장면 후방 5~6m 정도까지 모두 폐합시켰다.



(a) 1차 붕락 사진



(b) 2차 붕락 사진

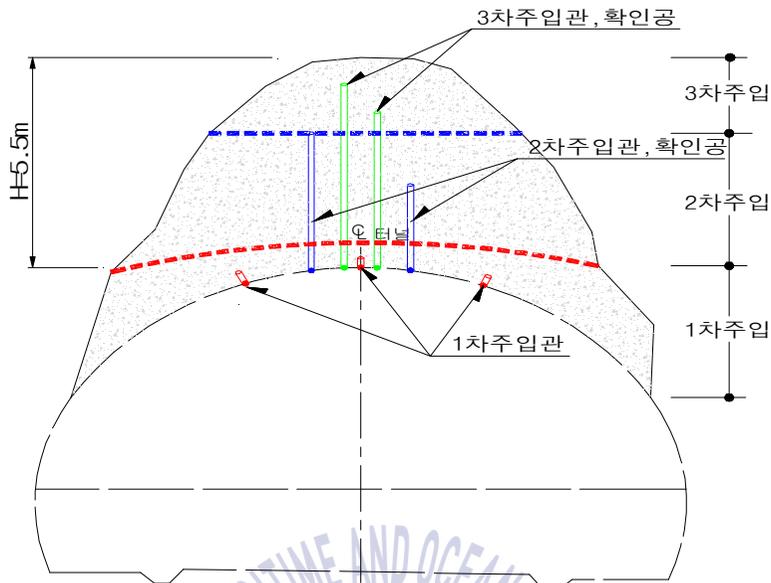
Fig. 3.15 Photos of collapse process phases

본 붕락터널 구간에 대한 지형 및 지질학적 특성, 현장 확인조사를 근거로 붕락원인을 요약하면 다음과 같다. 지형적인 측면에서는 지상의 계곡부가 존재하는 지형으로 선구조가 발달된 구조대로 터널 계획고까지 파쇄 및 풍화가 발달된 지형이다. 붕락된 포항방향 막장부와 계곡부와 최단 이격거리가 약 35m 이내로 상시 계곡수가 흐르고 있다. 선구조대 발달정도로 볼 때 터널 천단부까지 영향권내에 있고 시추조사 및 TSP탐사 결과에서 나타났듯이 시추코어 육안관찰시 붕락된 양복터널 포항방향은 수평적으로 연속적인 암질분포가 매우 불량하고 암반층 내에 협재된 각력질 실트질 모래가 분포하는 등 굴착시 일시적으로 포화된 연약대 구간에서 슬라이딩과 함께 1, 2차에 걸친 붕락이 발생된 것으로 분석되었다.

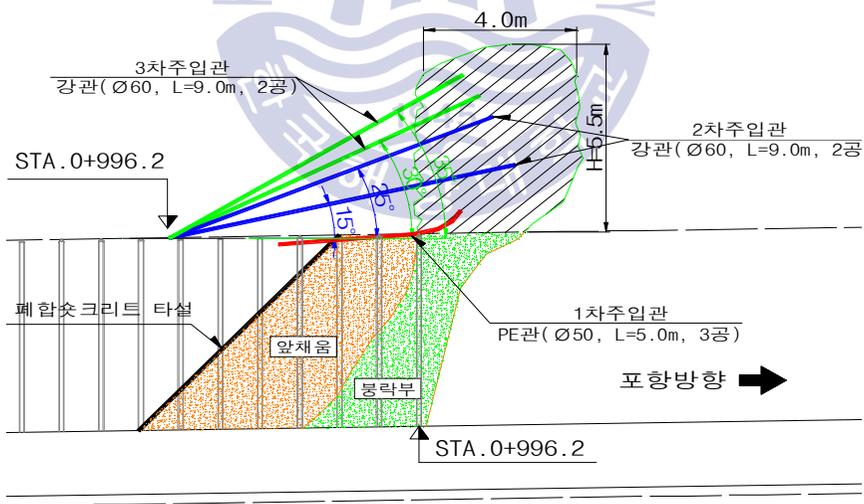
또한, TSP탐사 결과에서 나타났듯이 포항방향 주변지반은 RMR=13~17 정도로 V등급 내지 그 이하의 암질이 분포하고 있으며, 특이 이상대는 별도로 발견되지 않았고 전체적인 암질이 매우 불량한 것으로 판단되었다.

막장 붕락부 구간에 대한 육안관찰 및 계측변위 검토결과 붕괴이력이 1차적인 소규모 붕괴후 암반 자중에 의한 2차적인 붕괴가 발생되었다. 특히 붕괴 전·후의 터널 천단 및 내공변위 계측치의 특이사항이 발견되지 않은 것으로 볼 때 막장 자립이 어려운 천단부 포화토사 지반이 일시적으로 붕락된 형상으로 조사되어 붕락구간의 공극채움 방법으로 Fig. 3.16과 같이 경량기포 콘크리트 공법을 적용하였다.

경량기포 콘크리트는 일반 콘크리트보다 단위중량이 작게는 50~70%까지 경감되므로 상재하중이 적어져 공극부를 양질의 콘크리트로 하중에 대한 부담없이 적용 가능한 공법으로 현장에 적용하였다.



(a)경량콘크리트 채움방안 횡단면도



(b)경량콘크리트 채움방안 종단면도

Fig. 3.16 Void fill method of collapse section

붕락구간에 대한 보강방안은 공극을 하중경감에 유리한 경량기포 콘크리트(단위중량 0.8~1.5 tonf/m³)로 밀실하게 공극채움을 실시한 다음 압성토를 제거하면서 막장 붕락에 효과가 큰 대구경 강관다단 그라우팅(L=12m)을 적용하였다.

한편, 지표 계곡수의 유입을 최소화하기 위해 상부 지표 계곡수를 배수관을 통해 물길을 돌림으로써 추가적인 계곡수 유입이 줄어들고, 포화된 지반도 일부 건조조건으로 변함으로써 다소 안정측으로 확인되었다.



3.2.4 숯크리트 타설 완료 후 숯크리트 균열발생

본 연구대상 터널은 편마암 분포지역은 전반적으로 풍화가 심하게 진행되어 노두가 빈약한 상태이며 엽리구조가 발달하였으나 그 방향성은 수차례에 걸친 습곡작용 등에 의하여 불규칙하게 발달되어 있다.

주 분포 암종인 흑운모 편암의 엽리방향은 N89W, 북동방향으로 38°의 경사를 보이고 있으며, Fig. 3.17과 같이 F3 단층은 방향성 001/38, 폭 0.25~1.00m이며 단층가우지와 각력으로 구성되어 심한 파쇄 및 변질상태로 인하여 암질이 불량한 상태이다.

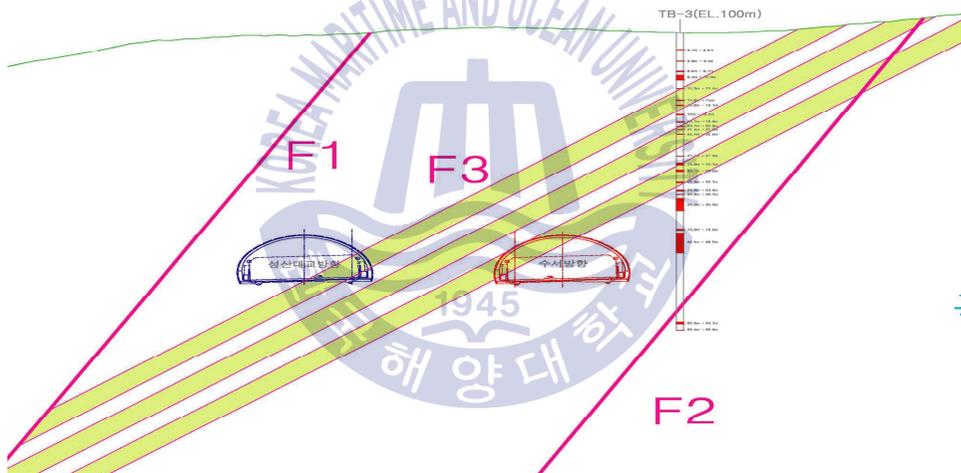


Fig. 3.17 Section of strata

본 연구대상 터널은 터널굴착 완료후 1달 경과후 Fig. 3.18와 같이 숯크리트면에서 균열과 탈락(약 0.7m³)이 발생하였다. 또한, 1차 균열과 탈락이 발생한 후 인근 측벽부 소화전 및 물분무 설비 굴착부에서 암편 체적 약 20m³의 낙반이 발생하였으며, 낙반구간 전후로 숯크리트 균열(중,횡방향) 및 단면변형이 발생하여 발생구간에 대한 응급조치로 공동채움 그라우팅 및 압성토 실시 후 숯크리트 타설을 수행하여 조기폐합을 완료하였다.



Fig. 3.18 Shotcrete in the sidewall crack and dropout(Volume 0.7m3)

현장 개략 조사결과 낙반이 발생한 측벽부에서 기존에 기재되었던 F1 및 F2 단층대와 유사한 방향의 소규모 단층대가 확인되었으며, TB-9 시추공의 확인단층 중 F3 단층대의 파생단층으로 지질도에 기재되지 않은 단층들의 연장선과 좌측 측벽부 파생단층과의 이격거리는 최소 7.4m~최대 18.8m로 추정되었다.

낙반 발생구간의 단층활면을 구성하는 암질은 편암 또는 흑연석으로 이러한 암반의 특징은 건조상태에서 취성이 강하고, 수분을 흡수하게 되면 강도가 급격하게 저하하는 특성을 지닌다. 또한, 낙반이 발생한 터널 우측 측벽부로부터 19m 이내에는 소규모 단층이 다수 발달하였을 것으로 추정되었다.

균열 및 탈락부 터널 주위로 소규모 단층대가 다수 발달하였을 것으로 추정된 지반 조사결과와 7월의 집중호우에 의한 단층파쇄대로의 지하수 유입으로 인하여 소화전 굴착부에서 증가한 수압과 현저히 저하된 암반의 전단강도 영향에 의하여 좌측 측벽부에서 급작스런 낙반과 이를 전후하여 슛크리트 균열 및 단면변형이 발생한 것으로 분석되었다.

본 현장은 Fig. 3.19와 같이 압성토를 반드시 설치한 후에 보강작업을

실시하여야 하는 것으로 분석되었다. 압성토를 신속하게 설치하는 않는 경우에는 국부적인 낙반으로 안전사고의 발생가능성이 매우 높은 것이 확인되었다.

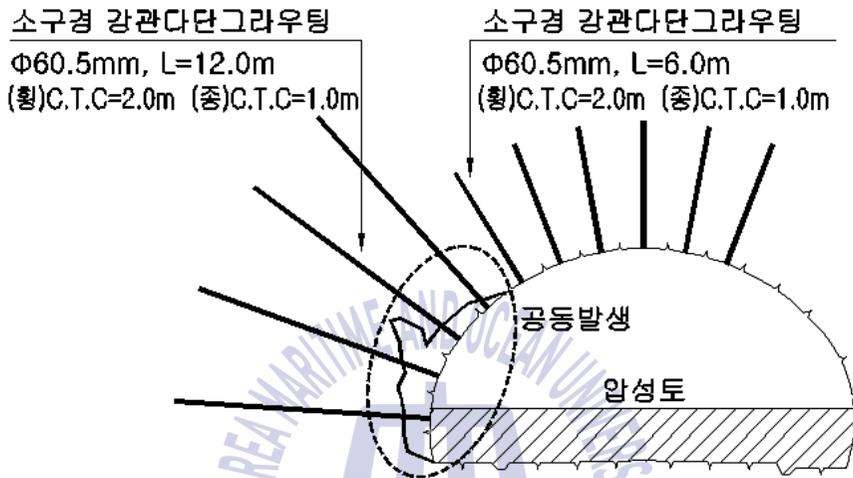


Fig. 3.19 Reinforcement plan of shotcrete in the sidewall crack and fallout

3.3 양산단층대 구간의 터널 설계 및 시공사례 : 양북1터널

본 연구대상 터널인 울산포항고속도로 양북1터널은 총연장 7,543m로서 우리나라에서 공용중인 도로터널 중 2번째로 긴 장대터널로 터널 환기와 비상시 차량대피를 위하여 지하환기소 660m와 경사갱 860m로 구성되었다. 양북1터널은 우리나라의 대표적인 단층대인 양산단층대 구간을 통과하고 있으며 경상북도 경주시 외동읍 개곡리에서 경상북도 경주시 양북면 송전리 구간에 건설되었다.

실시설계 과정에서 대상구간은 지세가 험준한 지형과 수려한 자연환경을 갖는 지역에 산지부를 통과하는 터널을 계획하였다. 자연생태계의 보존을 도모하고 주변경관의 훼손을 최소화 할 수 있는 터널을 계획함으로써 대절토부 공사의 난이도, 경제성, 비탈면 안정, 중단선형 등에서 장점이 많아 환경보존과 함께 고속도로 주행 안전성이 향상되고 주행시간이 대폭 단축되는 효과를 가져왔다.

터널구간의 암반등급 산정은 지보패턴과 직결되어 공사비에 가장 큰 영향을 미치는 매우 중요한 분석과정으로 현지 암반상태의 강도, 불연속면의 상태, 풍화정도, 파쇄대 유무, 단층구간 확인 등 정확한 지층 파악을 실시한 후 암반분류가 이루어져야 한다. 본 과업에서는 시추조사, 회수된 코어의 역학시험, RQD 보정 및 분류, RMR 분류와 제반 현장시험을 수행하여 터널수치해석의 입력치를 산정하는 방법을 통하여 실체에 가까운 암반평가가 이루어 질 수 있도록 하였다(Barton et al., 1974; Bieniawski, 1973; 1976; 1989).

또한, 터널 종단 및 횡단방향 전기비저항 탐사를 수행하여 지층의 전기비저항 분포를 이용하여 연속적인 지층상태를 파악하고 구조대를 추정하여 시추조사 및 암반분류 결과를 종합적으로 비교 검토하여 지반등급 분

류에 적용하였다. 미시추구간의 암반분류를 위하여 시추구간의 암반분류를 이용하여 물리탐사결과(전기비저항)와 RMR값 간의 상호 상관관계 분석을 통하여 미시추 구간의 암반분류를 실시하였다.

시공과정에서 터널이 통과하는 구간의 단층대의 위치 및 규모를 예측하기 위하여 추가 지표지질조사를 수행한 결과 Fig. 3.20과 같이 광범위하게 분포된 미확인 단층대를 추가로 확인하였다. 또한, 추가 지표지질조사 결과를 반영하여 암반등급을 재검토 분석한 결과 Fig. 3.21과 같이 암반등급 분포현황이 실시설계 대비 매우 불리한 것으로 예측되었다. 아울러 암반등급을 적용한 실제 시공된 지보패턴을 분석한 결과 Fig. 3.22와 같이 P5, P6 지보패턴 비율이 78.0%로 실시설계시 예측된 18.4% 보다 59.6%가 증가하여 엄청난 공사비 증가와 공사기간이 6개월 추가 소요되었다.

결론적으로 단층대 구간의 터널 시공단계에서는 현장 계측조사와 추가 지반조사 결과와 설계 지반조건을 비교 분석하여 터널의 안정성 및 대책 공법을 충분히 검토한 후 시공이 이루어져야 대규모 붕락을 사전에 예방할 수 있을 것이다.

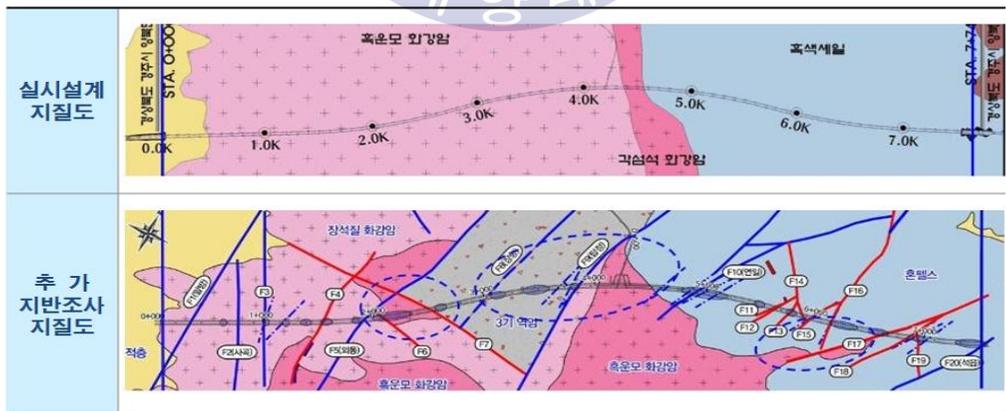


Fig. 3.20 Change of geological map of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation

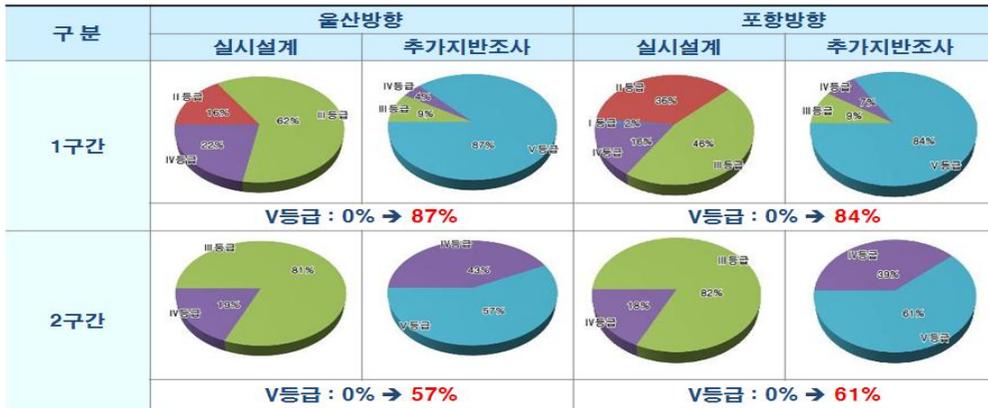


Fig. 3.21 Change of rock mass rate of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation

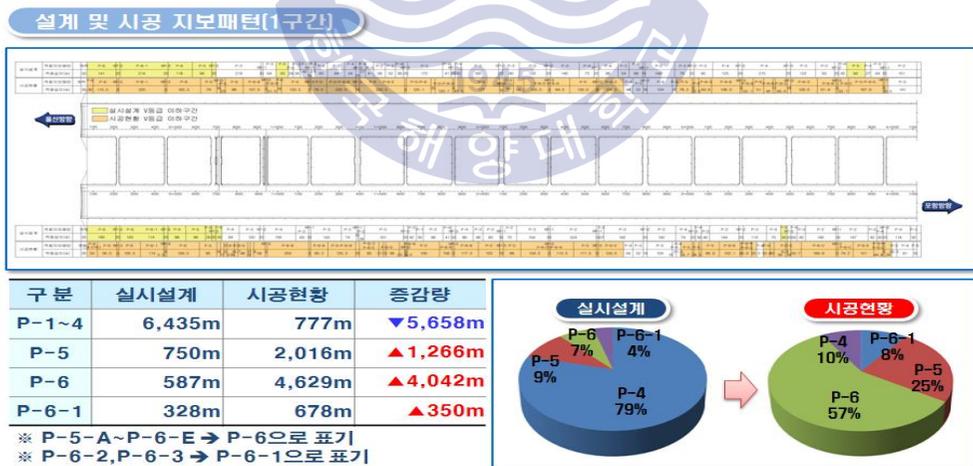




Fig. 3.22 Change of supporting pattern of the Yangbook 1 tunnel in final design phase and after additional site investigation

제 4 장 결 론

본 연구에서는 단층파쇄대를 가진 지반조건에서 터널 굴착 중 발생하는 과다변위 및 붕락 등에 합리적으로 대처하고 붕락이전에 안전한 터널시공을 위하여, 실제 소규모 단층파쇄대에서 터널 굴착 중 파괴 및 붕락이 발생한 실제 터널시공 사례를 바탕으로 붕락거동 특성(현장조건, 붕락원인, 보강방안 등)을 조사·분석하였다. 이를 위해 우리나라의 대표적인 양산 단층대 구간에서 시공된 터널현장의 붕락사례 4건을 연구 대상으로 선정하였다. 조사 및 분석된 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. 일반적인 터널 시공 중 붕락 위치는 대부분 굴착면 천단부에서 굴착직 후에 굴착면을 중심으로 붕락이 발생하는 사례들이 대부분이다. 그러나, 양산단층대와 같이 단층대가 대규모인 경우에는 굴착 완료 후 일정시간(1달) 경과 후 터널 굴착면을 후방부에서 붕락이 발생하였는데 붕락원인은 상부 계곡부에서 강우로 인한 지하수의 유입이 주요 원인으로 분석되었다. 따라서, 양산단층대와 같이 단층대가 광범위하게 분포하는 경우에는 터널의 계측값이 수렴되어 안정화 된 경우에도 지하수의 배수 정도를 고려하여 현장계측 수렴구간에도 정기적인 계측을 수행하여야 굴착면 후방부에서 붕락을 예방 할 수 있는 것으로 분석되었다.

2. 양산단층대 구간에서 터널 굴착 중 발생한 붕락유형은 단계별 붕락이 발생하는 유형을 보였다. 소규모 1차 붕락 후 추가로 2차 붕락이 발생하는 형태를 보이므로 1차 붕락 후 신속한 보강이 적용되지 않으면 붕락범위가 급격히 확대되므로 초기 보강이 중요한 것으로 분석되었다.

3. 양산단층대 구간에서 1차 붕락 후 2차 붕락이 발생한 구간들에 대해서는 단계별 붕락원인을 고려한 보강방안이 수립이 필요한 것으로 분석되었다. 2차 붕락구간에 소구경 강관다단그라우팅을 적용하여 2차 붕락 발생구간에 함몰구간 채움을 위한 보강을 선시공하고 대구경 강관다단그라우팅으로 추가 보강하는 개념을 적용하는 것이 장기적인 지하수 유입에 의한 안정성을 확보하는데 필요한 것으로 분석되었다.

4. 본 연구대상 터널현장의 붕락구간에서 붕락 발생 후 보강공법 적용 전 압성토를 설치하지 않은 터널에서 발생된 공통사항은 소규모 낙반이 발생하여 터널 안전사고를 발생시킬 가능성 매우 높은 것으로 분석되었다. 특히, 지하수의 발생이 서서히 증가하는 경우에는 낙반의 규모가 급격히 커지므로 압성토를 설치하는 것이 터널 안정성에 반드시 필요한 것으로 확인되었다.

5. 양산단층대 구간 터널 붕락구간의 붕락유형은 천단부, 측벽부, 굴착부에서 굴착직후에 발생하는 붕락유형과 굴착면 후방부 측벽부에서 발생하는 진행성 붕락으로 판단되었다. 이러한 굴착면 후방부 붕락구간에 보강각도는 붕락부에 수직으로 보강각도를 유지하여야 보강효과가 적정한 것으로 분석되었다.

참 고 문 헌

1. 강기동, 김병호, 최정환, 장부식, 2001, 양산단층대 지역에서의 터널공법에 대한 계획과 설계, 대한터널협회 정기학술발표회 논문집, pp.153-180.
2. 권인환, 2004, NATM 터널공법, 원기술
3. 김낙영, 2013, 단층대로 인하여 발생하는 터널붕락 및 사면 붕괴사례 설명, 대한토목학회지, 61(1), pp.124-128.
4. 김낙영, 백승철, 민경준, 김봉수, 허열, 2016, 보강완료 후 시공 중 터널 천단부 붕락 거동 분석, 한국지반환경공학회, 17(4), pp.39-46.
5. 민경남, 임광수, 장창식, 임대환, 2005, 터널막장 단층피쇄대의 지반특성 분석에 대한 사례연구, 터널과 지하공간, 15(2), pp.111-118.
6. 이상우, 이희권, 한래희, 전철민, 손문, 송인선, 2015, 한반도 남동부 지역에 발달한 양산단층 비지의 마찰 특성, 지질학회지, 51(6), pp.569-584.
7. 장천중, 장태우, 2002, 양산단층의 구조적 특성과 운동학적고찰, 대한지질공학회 2002년도 정기총회 및 학술발표회 논문집, pp.163-171.
8. 장천중, 장태우, 2009, 단층슬립의 기하분석에 의한 양산단층의 거동 특성, 대한지질공학회논문집, 19(3), pp.277-285.
9. 정혁상, 김혜양, 천병식, 2009, 양산단층대 터널시공에서 침하량 및 보강대책에 대한 연구, 한국지반환경공학회논문집, 10(6), pp.35-48.
10. 채병곤, 장태우, 1994, 청하-영덕지역 양산단층의 운동사 및 관련 단열발달상태, 지질학회지, 30, pp.379-394.
11. 한국도로공사, 2011, 울산-포항 고속도로 시공중 지반조사 보고서, pp.1-126.
12. 한국도로공사, 2012, 00터널 붕락부 보강대책 및 안정성 검토, pp.11-124.
13. 한국암반공학회, 2005, 암반공학수치해석, 암반공학시리즈 1, 건설정보사, pp.222-223.
14. 한국지반공학회, 2006, 지반공학 시리즈 7-터널, 구미서관, pp.177-215.
15. 한국지반공학회, 2009, 지반공학 특별시리즈 I - 지반기술자를 위한 지질 및 암반공학, 씨아이알, pp.578-804.
16. 한국지반공학회, 2011, 지반공학 특별시리즈 II - 지반기술자를 위한 지질 및

- 암반공학, 씨아이알, pp.105-154.
17. 한국지반공학회, 2016, 울산단층 지질특성과 단층대 터널사례, 한국지반공학회 터널 및 암반-지질기술위원회 공동세미나 논문집.
 18. 한국터널공학회, 2004, 터널의 이론과 실무, 터널공학시리즈 1, 구미서관, pp.113-115, 119.
 19. 홍성완, 배규진, 구분효, 정하익, 1985, 현장계측에 의한 터널주변 지반 변위 연구, 한국지반공학회지, 1(2), pp.41-53.
 20. Atkinson, J.H., Potts, D.M. and Schofield, A.N., 1977, Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand. *Tunnels and Tunnelling*, 9(1), pp.59-64.
 21. Attewell, P. B. and Woodman, J. P., 1982, Predicting the Dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil, *Ground Engineering*, 15(8), pp.13-22.
 22. Attewell, P. B., 1977, Ground movements caused by tunnelling in soil, *Proc., Conf. on Large Ground Movements and Structures*, Halstead Press, New York, N.Y., pp. 812-948.
 23. Barton, N., R Lien, R. and Lunde, J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mech.*, 6, pp.183-236.
 24. Bieniawski, Z. T., 1973, Engineering classification of jointed rock mass, *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs.* 15, pp.335-344.
 25. Bieniawski, Z. T., 1976, Rock mass classification in rock engineering, *Proc, Sympo. on Exploration for Rock Engineering*, 12, pp.79-106.
 26. Bieniawski, Z. T., 1989, *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley-Interscience, New York.
 27. British Tunnelling Society and Institution of Civil Engineers, 2004, *Tunnel lining design guide*, Thomas Telford, pp.92-93.
 28. Cameron-Clark, I. S. and Budavari, S., 1981, Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and in-situ observation, *Engineering Geology*, 17, pp.16-53.
 29. Chambon, P. and Corte, J.F., 1994. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability

- of tunnel face. *Journal of Geotechnical Engineering* 120(7), pp.1148-1165.
30. Choi, J.H., Yang, S.J. and Kim, Y.S., 2009, Fault zone classification and structural characteristics of the southern Yangsan fault in the Sangcheon-ri area, SE Korea. *Journal of Geological Society of Korea*, 45, pp.9-28 (in Korean with English abstract).
 31. Cording, E.J. and Hansmire, W.H., 1975, Displacements around soft ground tunnels. 5th. American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, pp.571-632.
 32. Deere, D. U., Peck, R. B., Parker, H. W., Monsees, J. E. and Schmidt, B., 1970, Design of tunnel support systems, 49TH Annual meeting of highway research board, Highway Research Record, pp.105-158.
 33. Dundurs, J. and Mura, T., 1964, Interaction between an edge dislocation and a circular inclusion, *Journal of the mechanics and physics of solids*, 12(3), pp.177-189.
 34. J. Ghaboussi, J., Ranken, R.E. and Karshenas, M., 1978, Analysis of subsidence over soft-ground tunnels, Proceedings, International Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence, Pensacola, Florida, pp.182-196.
 35. Kang, J.H. and Ryoo, C.R., 2009, The movement history of the southern part of the Yangsan Fault Zone interpreted from the geometric and kinematic characteristics of the Shinheung Fault, Eonyang, Gyeongsang Basin, Korea. *Journal of the Petrological Society of Korea*, 18, pp.19-30.
 36. Katzenbach R. and Breth, H., 1981, Non Linear 3-D analysis for NATM in Frankfurt clay. Proc. 10th Inter. Conf. S.M.F.E., Stockholm, pp.224-265.
 37. Korean Tunnelling and Underground Space Association(KTA), 2010, Cases of tunnel collapse, CIR Publication, pp.35-100 (In Korean)
 38. Limanov, Y.A., 1957, Subsidence of earth's surface in the construction of tunnels in Cambrian clays, LIIZhT, Leningrad
 39. Litwiniszyn, L., 1958, "The theories and model research of movement of ground masses", *Colliery Eng.*, 35, pp.437-444

40. Nicholson, G. A. and Z.T.Bieniawski, 1990, A Nonlinear Deformation modulus based on rock mass classification”, *Int. J.Min & Geological Eng*, pp.181-202.
41. O'Reilly, M. P. and New, B. M., 1982, Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and effects, *Tunnelling '82*, M. J. Jones, ed., London, England, pp.173-181.
42. Orchard, K. and Whetton, M., 1997, Sinkhole subsidence due to mining, pp.95-132.
43. Orr, T.L.L., 1976, The behaviour of lined and unlined model tunnels in stiff clay. PhD Thesis, University of Cambridge, p.188.
44. Peck, R. B., 1969, Deep excavations and tunneling in soft ground, *Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, 3, pp.225-290.
45. Potts, D.M., 1976, Behaviour of Lined and Unlined Tunnels in Sand. Ph.D. Thesis, University of Cambridge.
46. Ranken, R.E. and Ghaboussi, J. 1975, Tunnel design consideration analysis of stresses and deformation around advancing tunnels, *Transportation Research Board*, p.164.
47. Rowe, R. K., Lo, K. Y. and Kack, G. J., 1983, A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground, *Can. Geotech. J.*, 20, pp.11-22.
48. Schmidt, B., 1969, Settlement and ground movement associated with tunnelling in soil, Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, p.234.
49. Son, M., Chong, H.Y. and Kim, I.S., 2002, Geology and geological structures in the vicinities of the southern part of the Yonil tectonic line, SE Korea. *Journal of the Geological Society of Korea*, 38, pp.175-197 (in Korean with English abstract).
50. Szechy, K., 1968, Surface settlements due to the shield tunnelling method in cohesionless sandy soils, *Proceedings of the third Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Budapest, pp.211-218.

감 사 의 글

대학을 졸업하고 20여 년간 회사에서 고속도로 설계, 건설 및 유지관리 업무를 수행하면서 익숙함과 타성에 젖어 있을 무렵 토목공학 엔지니어로서 더욱 발전하기 위하여 학교의 문을 두드리고 석사과정을 시작한지 벌써 2년이라는 소중한 시간이 지났습니다.

처음 석사과정을 시작했을 때는 대학 졸업 후 20년이 지나서 과연 제대로 할 수 있을까 하는 걱정이 앞섰던 저에게 논문의 연구진행 과정을 비롯하여 논문이 완성될 때까지 많은 지도와 격려를 해주신 김태형 지도교수님의 은덕에 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 교수님께서 일깨워 주신 학문적 가르침과 올바른 인생관에 대해 항상 마음속 깊이 새기고 지금부터 시작이라는 생각으로 더욱 더 노력하는 교수님의 제자가 되도록 하겠습니다. 그리고 학문적으로 부족한 저의 논문에 대하여 많은 지도와 의견을 주셨던 서영교 교수님과 김낙영 박사님께도 깊은 감사를 드립니다. 또한 학교에서 학문과 인생의 선배로서 많은 지도를 해주신 김도삼 학과장님, 이중우 교수님, 경갑수 교수님, 이재하 교수님께 감사 인사드리고 연구실에서 많은 도움을 주신 황웅기 박사님, 최호성, 박사과정 김창호, 김향은, 김태오, 최정표, 석사과정 황병철 님 등 많은 선후배님들께도 감사의 인사를 드립니다.

회사에서 고속도로 건설관리 업무와 석사과정을 병행하면서 시간적으로나 육체적으로 힘이 들 때도 있었지만 새롭게 시작하게 된 대학원 생활은 저에게는 미래에 중요한 밑거름이 되는 많은 것을 배우고 느낀 새로운 도전과 배움의 시간이었습니다. 학업을 수행하면서 저 나름대로는 토질공학

전문분야에서 고속도로 건설현장의 경험을 더욱 발전시킬 수 있는 계기가 되었던 것 같아서 저에게는 정말로 소중한 과정이었던 것 같습니다.

제가 석사과정을 다닐 수 있도록 지원해 주시고 따뜻하게 배려해 주신 광석환, 권 혁, 박홍진 사업단장님께 깊은 감사의 인사를 드립니다. 또한, 회사 선배로서 한층 더 깊은 지식을 쌓을 수 있도록 적극적으로 지원해 주신 조경래, 김세형, 손효상, 이상순, 김국한, 배병훈, 김동광, 김도삼, 전병규, 김동성 팀장님 그리고 어려운 현장여건 속에서도 물심양면으로 격려해 주시고 지원해 주신 직장 동료 직원 여러분들에게도 고개 숙여 감사의 말씀을 드립니다.

마지막으로 저의 영원한 동반자인 아내 김미영에게 진심으로 고맙고 사랑한다는 말을 전합니다. 아울러 착하고 예쁜 큰 딸 윤서야 ~ 멋진 아들 원석아 ~ 훌륭한 아빠가 될 게 !!! 사랑한다 ^^

2017년 12월
정 창 훈