

## 단층대를 통과하는 터널의 안정성 확보에 관한 연구

### A Study of Stability Evaluation for Tunnel at the Fault Zone Crossing

박인준<sup>1)</sup>, In-Jun Park, 최정환<sup>2)</sup>, Jeong-Hwan Choi, 김수일<sup>3)</sup>, Soo-Il Kim

<sup>1)</sup> 한서대학교 토목공학과 전임강사, Full-time Lecturer, Dept. of Civil Engineering, Hanseo University

<sup>2)</sup> 한국고속철도 토목설계팀 과장, Manager, Korea High Speed Rail

<sup>3)</sup> 연세대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

**SYNOPSIS** : The purpose of this study is to assess the stability of tunnel for a high speed railway crossing the fault zone. The area where the tunnel crossed the fault zone can be unstable during construction and operation. Geotechnical investigations have been conducted to determine an optimum excavation method by obtaining the material properties around the fault zone and to check the stability of the tunnel. For the numerical analysis, the FLAC, numerical analysis code based on finite difference method, was utilized to analyze the behavior of the fault at three points having typical ground conditions. Based on the results of numerical analysis, the combinations of compaction grouting and LW grouting were determined as suitable methods for pre-excavation improvement of the ground surrounding the tunnel opening.

In conclusion, the stability of the tunnel construction for the high speed railway within the fault zone may be obtained by adopting the optimum excavation method and the reinforcement method. The numerical analysis based on FLAC program contains errors caused by assumptions used in numerical analysis, therefore constant monitoring with respect to the change of ground condition and groundwater is highly recommended to minimize the numerical error and the possibility of damage to tunnel.

**Key words** : Fault zone, Optimum excavation method, Compaction grouting, LW grouting

## 1. 서 론

단층대는 수차례 반복운동으로 인해 암맥들이 파쇄되면서 단층각력(Fault Breccia)과 단층점토(Fault Clay)로 변하면서 연약지반 특성을 갖게되므로 정확한 형태 및 규모, 물리적, 역학적 특성파악, 지하수의 변화 등의 특성이 구조물 설계에서 필수적으로 고려되어야 할 사항이다.

본 연구에서는 단층을 통과하는 터널구간에서의 지반조사결과자료를 기초로 지반의 응력 및 지층조건이 상이한 대표적인 위치 3개소를 선정하여 단층대(Fault Clay & Breccia)의 영향에 따른 터널의 안정성 여부를 검토하였다.

수치해석 프로그램은 FLAC-2D(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를 이용하였으며 굴착 및 지반보강에 대한 터널의 영향을 검토한 후 단층통과구간에 적합한 터널 굴착공법을 선정하여 위치별 및

터널보강수준에 대해 터널주변의 변위 및 응력상태, 지보재의 지보능력 등 터널의 역학적거동을 예측하고 그에 대한 영향을 평가하였다. 또한 유사사례에 대한 자료를 수집·분석하는 등 적용가능한 보강공법의 선정후 보강방안에 대한 수치해석을 통하여 그 터널구조물에 대한 안정성 확보에 대한 타당성을 검증하는 연구를 수행하고자 한다.

## 2. 지반상태 및 단층대 현황

단층대의 지질조사를 위한 시추조사결과, 단층대는 지표하 2.0~18.0m에서부터 1.4~90.1m 두께로 위치에 따라 다양하게 분포하고 있으며, 교차중심에는 단층점토가 우세하게 구성되고 경계면에서는 단층각력암과 단층파쇄대가 많이 관찰되어진다. 단층대중 단층점토의 표준관입저항치는 11~23으로 단단한 상태이며, 단층각력암이 우세한 지역은 50/32~50/2로 매우 단단한 상태이다. 그러나 채취된 시료는 대기중에 노출되어 흡습·이완작용에 의해 급격히 강도가 떨어지는 특성을 보인다. 투수시험결과 투수계수(k)는  $6.3 \times 10^{-5} \sim 6.7 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 로 투수성이 매우 낮으며, 일부 지역은 시추공에서는 피압대수층을 형성되어 지형적으로 낮은 지점으로 용천이 분포하고 있다. 전기비저항탐사 및 유도분극탐사결과, 본 지역의 지전기적 구조는 주로 3~4층의 층구조로 해석되었다. 일반적으로 제1,2층은 표토 및 붕적층에 해당하고 제3,4층은 단층대 또는 극심한 파쇄대로 분석되었다. 공내물리검층 결과로부터, 단층대 밖에 위치하는 시추공은 높은 비저항-낮은 자연감마선을, 단층 내에 위치하는 시추공은 낮은 비저항-높은 자연감마선을 나타냈다. 이와 같은 결과는 주로 단층 파쇄대에 존재하는 점토에 기인하며 시추공이 위치한 지역이 단층대 안쪽인지 바깥쪽인지를 확인할 수 있었으며, 시추조사시와 물리검층을 실시할 때의 수위변화에서 단층대 밖과 안쪽의 지하수 상태는 단층대 밖에 위치한 시추공의 수위 변화에서 단층점토가 지하수의 흐름을 차단하는 역할을 하며 단층대 내에 위치한 시추공의 수위 변화가 매우 크다는 점은 단층 파쇄대를 따라서 유동하는 지하수의 유동을 반영하는 것으로 해석된다. 터널의 설계정수 중 암반의 초기지압을 산정하기 위하여 단층대와 기반암 경계부에서 실시된 수압파쇄시험결과, 터널방향은 N6°E로 계획되어 있으며, 최대 수평응력 방향과의 관계를 보면, 노선의 서측에서는 24°, 동측에서는 1°의 교차각을 이룬다. 이를 고려하여 터널축방향의 축압계수( $K_L$ ) 및 터널단면방향의 축압계수( $K_T$ )를 계산하면, 전체 측정심도 범위에서 동측의 경우,  $K_L = 2.18 \sim 3.43$  및  $K_T = 1.55 \sim 2.44$ 이고 서측의 경우에는  $K_L = 2.47 \sim 5.89$  및  $K_T = 2.21 \sim 4.22$ 가 된다. 그러나 Moose & Zoback(1993)의 연구결과에서도 보듯이 단층대에서는 심도에 따른 축압계수의 편차가 매우 심하기 때문에 해당 심도에 대한 값을 적용하여야하므로 터널심도 부근의 터널단면방향에 대한 축압계수( $K_T$ )는 서측에서 1.55~1.83(평균 1.67)이고, 동측에서는 2.21~2.40(평균 2.27)이 해당되나 서측은 파쇄대와 주변 기반암간의 경계부에서 약간 파쇄대 내부에 있고, 동측은 주변 기반암 쪽으로 치우쳐 있으므로 파쇄대의 특성과 수평응력이완 등을 고려하여 축압계수는 상기 평균치보다 작은 1.5~2.0 값이 제시될 수 있다(Stephanson & Amadei, 1997). 그러나 본 지역은 단층대 형성시 응력이 release되어 측정에 의한 평가치와는 달리 검토될 수 있다. 따라서, release된 상태를 중시하여 0.5~1.0을 적용기로 한다.

## 3. 단층대 통과공법

### 3.1 지반보강공법

이론식에 의한 검토결과 약액주입 그라우팅(C.G.M)만을 실시할 경우에는 주입범위를 12.0m이상 확보해야하며 주입제의 강도와 주입율을 증가시켜 개량지반의 강도를 강화시켜야 하나 원지반의 투수계수와 표준관입시험 등의 종합적인 자료를 검토해 볼 때 주입율 20%이상, 주입범위 12.0m이상 확보하는데는 시공성이나 경제적인 측면의 어려움이 있으므로 약액주입 그라우팅의 주입범위를 축소하고 터널 상부 개량지반의 강도증대를 위한 추가적인 보강대책을 강구하는 방법이 터널의 안정성 확보에 효과적일 것

이다. 따라서 본 연구에서는 터널상·하부 주변지반에 폭 3.0m의 약액주입 그라우팅 공법을 적용하고 터널상부에 강관보강 압밀그라우팅(C.G.P)을 추가로 실시하여 개량지반의 강도를 증대하고 이완하중에 대한 저항성을 강화하여 터널의 안정성을 확보하도록 하였다. 이에 따라 터널굴착에 따른 약액주입 그라우팅과 강관보강 압밀그라우팅의 병행효과는 지반상태에 따라 매우 복잡한 양상을 보이기 때문에 수치해석을 수행하여 보강효과에 대한 터널의 안정성을 검토하였다.

### 3.2 굴착공법

단층대 구간의 지반 조건을 고려하여 적용 가능한 터널 굴착공법으로는 분할 굴착방식의 상부 Ring Cut + Bench Cut 공법과 측벽선진도갱공법, 중벽분할공법 등이 가능할 것이나 측벽선진도갱 및 중벽분할 굴착공법은 시공성이 떨어질 뿐만 아니라 시공 이음부가 여러 곳에서 발생하여 지보시공이 어렵고 취약부를 유발시켜 응력집중을 초래하여 터널의 안정을 저해할 우려가 있다. 따라서 굴착방법은 지반의 과도한 수평응력을 완화시킬 수 있으며 굴착방법의 변경 용이 등 시공적인 측면을 감안하여 다단 분할 굴착방법(상부 Ring Cut, 하부 2분할 굴착)을 적용하였다. 굴착 지보패턴의 결정은 전술한 지반보강으로 개량된 지반의 지지력을 최대한 유지하여 막장의 자립시간을 강화하고 지반 변위를 억제하여 안정된 터널을 구축할 수 있도록 하여야 한다. 단층대 구간에서 일반 굴착단면 형상(마제형)을 고려할 경우 단면형상상 구조적으로 취약한 터널하부 우각부의 과도한 응력집중 현상이 문제될 것으로 판단되어 구조적으로 유리하도록 곡선을 추가삽입, 난형 단면의 인버트 폐합구조로 계획하였다. 시공시 준수하여야 할 사항으로는 조기에 링 폐합(가인버트설치)이 실시되어야 하며, 막장 자립성 불량 및 변위 수렴 지연시에는 막장면에 슛크리트, 록볼트 등의 추가보강이 필요할 것이다. 그림 1은 다단면 분할굴착시 터널의 굴착 단면형상 및 지보패턴을 나타낸 것이다.

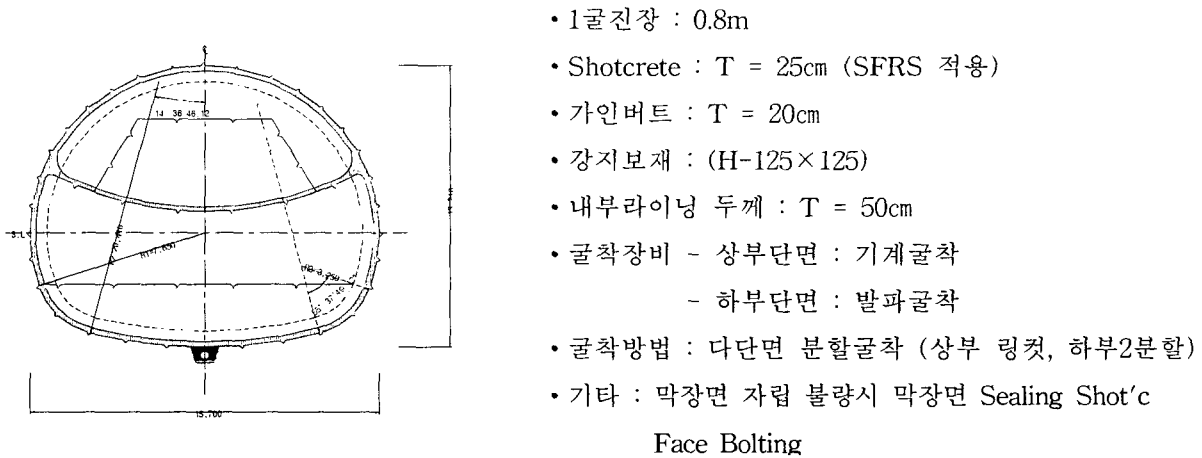


그림 1. 터널 굴착 단면형상 및 지보패턴

### 3.3. 보강공법의 비교 및 선정

수치해석을 시행하여 지반보강전 상태와 지반보강후 상태를 분석하고 보강공법의 정도를 달리하여 터널의 안정성을 비교 검토한 결과는 표 1과 같다. 해석결과는 표 1에 나타난 바와 같이 무보강 상태에서는 변위 및 슛크리트 응력이 과도하게 발생되어 지반보강이 필요할 것으로 판단되었으며, 터널 상부에 강관보강 압밀그라우팅만 실시할 경우에는 측벽으로 변위가 과도하게 집중되어 내공변위 및 슛크리트 응력이 크게 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 상부보강만 실시할 경우 터널측벽이 취약하게 되어 시공시 과도한 변위 및 응력발생이 예상되므로 하부 측벽보강이 필요할 것으로 판단된다.

표 1. 수치해석 결과비교 (최종굴착)

보강종류	축압계수 (ko)	지표면 침하 (mm)	터널천단 침하 (mm)	터널내공 변위 (mm)	숏크리트 휨응력 (kg/cm <sup>2</sup> )	숏크리트 전단응력 (kg/cm <sup>2</sup> )	적 용
무보강	0.5	-81.23	-125.3	-193.03	96.07	1.882	
강관보강 압밀그라우팅 (1열 보강)		-64.54	-98.43	-259.2	91.53	7.688	
강관보강 압밀그라우팅 (2열 보강)		-51.12	-74.53	-198.83	125.99	8.472	
강관보강 압밀그라우팅 (1열 보강) + 약액주입 그라우팅		-18.03	-26.56	-43.93	43.37	2.896	◎
강관보강 압밀그라우팅 (2열 보강) + 약액주입 그라우팅		-11.80	-16.97	-19.59	29.94	1.872	
무보강	1.0	-60.43	-100.8	-188.04	93.11	2.064	
강관보강 압밀그라우팅 (1열 보강)		-52.00	-80.29	-259.70	99.74	7.112	
강관보강 압밀그라우팅 (2열 보강)		-39.63	-57.97	-202.4	139.35	7.792	
강관보강 압밀그라우팅 (1열 보강) + 약액주입 그라우팅		-9.27	-12.86	-48.35	45.46	2.475	◎
강관보강 압밀그라우팅 (2열 보강) + 약액주입 그라우팅		-4.37	-5.578	-27.30	31.49	1.828	

또한 지반조사결과 단층대 구간의 투수계수는 낮게 나타났으나 예측치 못한 단층지반의 불규칙적인 특성으로 인하여 시공시 터널내부로 지하수유입에 대한 대비가 필요할 것으로 판단되므로 터널상부와 측벽에 약액주입 그라우팅을 병행하여 주변지반의 차수효과 증진 및 개량지반의 강도증가 효과를 동시에 발휘할 수 있도록 하였다. 한편 터널상부에 강관보강 압밀그라우팅을 2열로 보강할 경우 터널의 안정성은 충분히 확보되나 시공성이 현저히 저하되고 경제성이 떨어지므로 강관보강 압밀그라우팅 1열 보강의 적용이 적절하다고 판단하였다.

#### 4. 터널의 안정성 분석

##### 4.1 수치해석 프로그램

본 해석에 이용된 프로그램은 터널 안정성 해석 소프트웨어인 FLAC(Fast Lagrangian Analysis Continua)으로 FLAC은 요소의 각 절점에 구성된 방정식을 아주 작게 세분된 Time Step에서 이전

Time Step에서 구한 값을 초기값으로 하여 방정식의 해를 구하며 각 Time Step에서 정해지는 계산과정은 다음과 같다.

- 1) 각 절점에서 운동방정식에 대한 해가 구해지며 이때 절점에서 구해진 힘들은 평형상태가 아니다.
- 2) 이 힘들에 의해 절점에서 이상화된 요소의 Mass에 대한 가속도가 발생한다. Mass의 가속도에 대한 적분이 이루어지면 절점의 Time Step에 대한 변위 속도가 구해지고 요소의 변형이 정해진다.
- 3) 사용 모델의 변형-응력 구성식에 따라 응력의 증분량이 구해지며 이 증분량에 의해 Mesh의 각 절점에 해당되는 불균형힘이 정해진다.

FLAC Code에서는 Time Step이 증가됨에 따라 불균형 힘이 0에 접근되도록 하는 Numerical Damping 개념을 도입하였다.

## 4.2 수치해석 설계정수

단층대 지반의 수치해석 설계정수는 지반조사 및 실내외시험 결과를 토대로 산정하였으며, 특히 보강지반의 설계정수는 지반조건과 시공기술에 따라 상당한 차이를 나타낼 수 있기 때문에 설계단계에서 정확한 물리적 특성을 파악하기는 매우 어려우므로 유사지반의 시험시공 및 보강공법의 문헌자료 등을 참고하여 산정하였으며 그 결과는 표 2와 표 3과 같다.

일반적으로 약액주입 그라우팅은 원지반에 비하여 점착력은 수배~수십배가 증가하나 마찰각은 큰 변화가 없고 탄성계수는 소폭의 증가를 보이고 있는 것으로 알려져 있으며 원지반에 독립적으로 구근체를 형성하는 압밀 그라우팅은 보강체의 강도가  $f_{ck}=160\text{kg/cm}^2$  정도로 몰탈형 주입재를 지중에 압입하여 균질한 고결체를 형성하므로 콘크리트와 유사한 물리적 특성을 나타낼 것으로 예상되나 주입재료의 배합 및 주입방식 등 시공서에 따른 주입효과 등을 고려하여 본 설계에서는 soft 쏘크리트 정도의 강도로 가정하여 정수를 적용하였다.

표 2. 단층구간 지반정수

지층 \ 입력정수	단위중량 $\gamma$ ( $\text{t/m}^3$ )	탄성계수 E ( $\text{t/m}^2$ )	점착력 C ( $\text{t/m}^2$ )	마찰각 $\phi$ ( $^\circ$ )	포아손비 $\nu$	측압계수 $K_0$
토사	1.8	3,000	1.0	30	0.31	0.5, 1.0
단층대 (Fault Clay & Breccia)	1.95	10,000	8.0	30	0.27	
경암	2.6	500,000	30	35	0.23	

표 3. 그라우팅합성체 지반의 수치해석 입력정수

구분		단위중량 ( $\text{t/m}^3$ )	탄성계수 ( $\text{t/m}^2$ )	점착력 ( $\text{t/m}^2$ )	마찰각 ( $^\circ$ )	포아손비 ( $\nu$ )	해석요소
강관보강 압밀 그라우팅	압밀 그라우팅	2.1	$5.0 \times 10^9$	150	$30^\circ$	0.25	지반
	합성체	2.3	$2.38 \times 10^9$	-	-	-	Beam
약액주입 그라우팅		2.0	15,000	상반(20) 측벽(30)	$30^\circ$	0.27	지반
강섬유 보강 쏘크리트 (S.F.R.S)		2.3	Soft( $5 \times 10^9$ ) Hard( $1.5 \times 10^9$ )	-	-	-	Beam

### 4.3 수치해석 결과

단층대 터널통과구간에 약액주입 그라우팅과 강관다단 압밀그라우팅의 지반보강공법을 적용하여 수치 해석을 수행, 지반의 변위 및 지보재의 응력을 검토한 결과 비교적 안정한 상태로 나타났다. 해석위치에 따라 토압의 크기와 지층조건 등이 상이했지만 해석결과는 큰 차이를 보이지 않았으며 터널통과 심도가 깊은 해석지점 3구간(338k282)에서 가장 불리한 결과가 산출되었으나 변위와 응력 및 소성상태 등에서 비교적 양호한 결과가 산출된 것으로 판단된다. 측압계수에 대한 영향을 살펴보면 측압계수가 0.5일 경우는 지표면과 터널천단침하가 크게 나타났고 측압계수가 1.0일 경우 내공변위와 슛크리트의 응력이 크게 발생되었으며 지반상태가 불량하여 초기응력조건에 대한 영향을 크게 받는 것으로 나타났다. 지반조사결과 단층대 통과구간의 터널통과 주변부는 대부분 단층대(단층점토 및 각력)가 형성되고 있고 터널에 큰 영향이 없는 주변지역의 경암층 등이 지층의 조건을 달리하고 있으므로 단층대 통과위치별로 보강공법의 정도를 달리 적용하여 검토하는 것은 지반의 불확실성 및 시공시 안정성 등을 고려해 볼 때 비합리적일 것으로 판단되었다.

#### 4.3.1 변 위

변위의 양상은 지반의 조건, 터널단면의 크기, 지보재의 상태 등에 따라 결정되며 국내에서는 변위에 대한 관리기준이 제시되지 않고 있기 때문에 정확한 검토가 어렵다. 일본의 경우 터널천단에 대한 계측관리기준이 제시되어 있으며 일본의 관리기준치로 하여 검토해 볼 때(풍화암 적용) 본 해석결과(3구간, 338k282)의 최대 천단침하량(-33.69mm)은 레벨 I 정도의 수준으로 안전측에 속하는 것으로 판단된다. 그림 2와 그림 3은 해석지점의 측압계수별 지표면 최대변위와 터널천단 최대변위를 나타낸 것이다.

표 4. 천단침하의 관리기준치 [일본(1986), 터널 반경 : 5.0m]

(단위 : cm)

레 벨 \ 지 반	A (경암)	B (연암)	C (풍화암)
I	0.3~0.5	0.5~1	1~3
II	1~1.5	1.5~4	4~9.5
III	3~4	4~11	11~27

- 주의레벨 I : 지반은 안정해 있지만 이완영역의 발생한계에 달하기 때문에 굴착에 약간의 주의를 요함.
- 주의레벨 II : 이완 영역이 발생하는 것으로 간주함.
- 주의레벨 III : 명확하게 이완영역이 발생하기 때문에 안전의 문제와 시공의 곤란이 예상되므로 굴착방법, 지보공법 등의 변경을 요함.

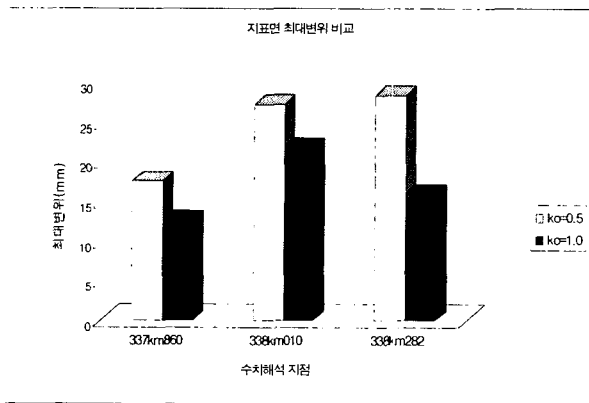


그림 2. 지표면 최대변위 비교

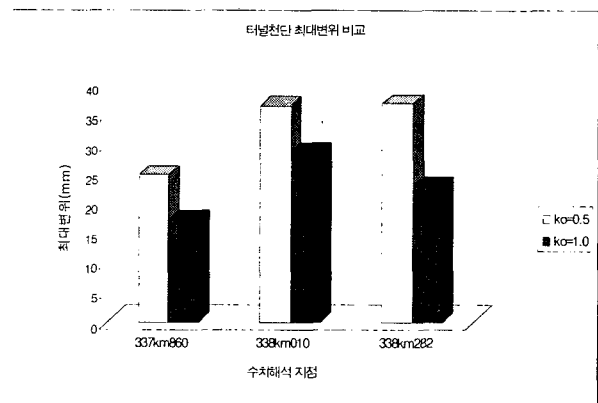


그림 3. 터널천단 최대변위 비교

### 4.3.2 소성상태 및 지중응력

해석위치 모두 지반보강에 의하여 터널주변 영역이 소성에서 탄성으로 회복되는 것을 볼 수 있다. 소성영역은 일부 터널하부에서 발생되나 시공시 터널하부의 가 인버트를 조기에 폐합한다면 소성에 대한 터널의 안정성에는 큰 영향이 없을 것으로 판단되며, 지반의 전단파괴는 발생되지 않고 지반의 안전율은 최소 2.0이상 나타나고 있으므로 터널의 안정성은 확보하고 있는 것으로 판단된다. 또한 굴착으로 인한 응력의 교란은 터널전면에서 걸쳐 발생되고 있으며 특히 최대 주응력은 터널상부에 집중되고 있으나 강관보강 압밀그라우팅에 의해 터널상부의 응력집중이 완화되는 것을 볼 수 있으며, 터널주변 지반의 주응력과 주응력차(편차응력)의 분포는 굴착에 의한 교란으로 응력의 재배치가 이루어지는 범위는 터널주변으로부터 약 5.0m정도에서 발생되고 그 이후 점차 원지반의 응력수준을 나타내고 있다. 그림 4와 그림 5는 해석지점 3구간 지반의 소성도와 최대 주응력도를 나타낸 것이다.

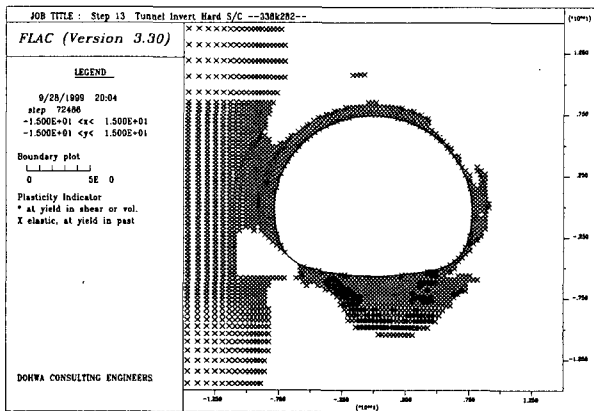


그림 4. 3구간 지반의 소성도(Ko=1.0)

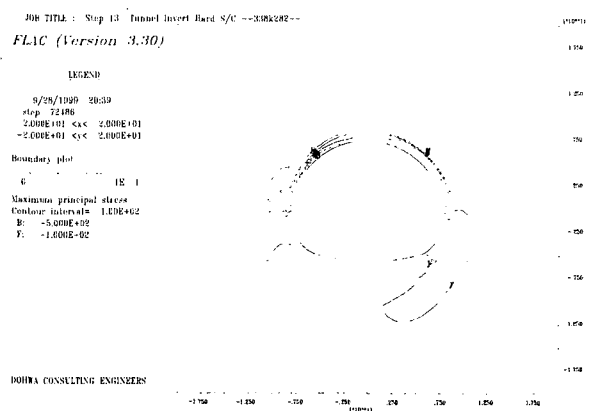


그림 5. 3구간 지반의 최대 주응력도(Ko=1.0)

### 4.3.3 슛크리트 응력

스�크리트는 NATM터널에서 주요지보재로 작용하며 굴착면에 밀착되어 응력을 수용하면서 원지반을 삼축응력 상태로 구속하여 지반의 전단강도를 높이는 한편 터널측벽에서 하중을 분산시켜 집중하중을 완화하는 역할을 한다. 슛크리트에는 축력과 전단력, 휨모멘트 등이 작용하고 있으며 휨응력은 축력과 모멘트가 동시에 작용할 경우에 대하여 검토해야 하여야 한다. 그림 6과 그림 7은 해석지점의 축압계 수별 지표면 슛크리트 최대 휨응력과 최대 전단응력을 나타낸 것이다.

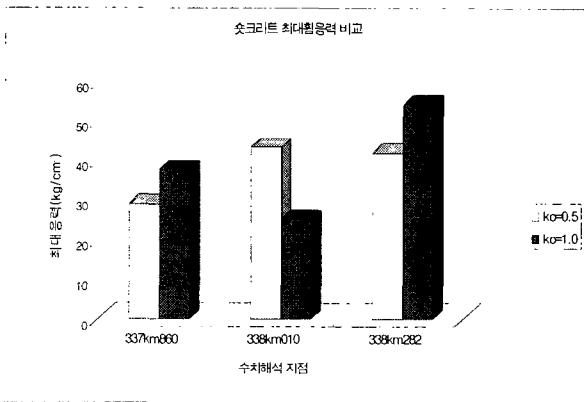


그림 6. 슛크리트 최대 휨응력 비교

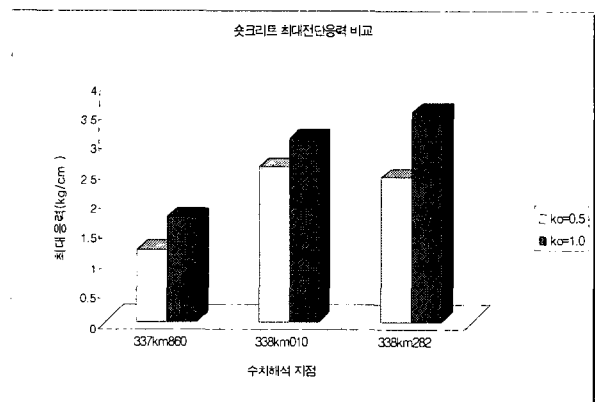


그림 7. 슛크리트 최대 전단응력 비교

해석결과 축압계수가 클수록 슛크리트의 응력이 크게 나타났으며 터널상부보다는 하부 측벽에서 크게 나타나고 있는데 이는 상부보다는 하부가 보강력이 약하여 휨모멘트가 크게 발생되는 것으로 판단된다. 해석지점 3구간(338k282)에서 슛크리트의 응력이 가장 크게 발생되었으며 슛크리트의 최대 휨응력은  $69.07\text{kg/cm}^2$ , 최대 전단응력은  $3.526\text{kg/cm}^2$  정도로 각각 허용응력 이내에 있으므로 지보재의 상태는 안전할 것으로 판단된다.

이상과 같이 수치해석 검토결과 터널의 안정성은 확보되는 것으로 판단되나 수치해석에 의한 검토는 지반의 설계정수, 해석모델 등에 따라 상이하게 차이가 날 수 있으며 본 수치해석은 시공의 예비단계에서 한정된 지반조사의 자료를 인용, 보편적인 해석모델을 수행하여 터널의 거동을 예시하는 절차에 국한한 것이다. 따라서 실제 시공시 지반설계정수의 및 시험시공을 통한 보강지반의 물리적 특성 등을 재평가하고 현장계측을 통한 지반의 거동, 지보공 및 지반보강의 효과 등을 비교 분석하여야 하며 Feed-Back등을 수행하여 지보패턴 및 보강공법의 적정성을 재검토하여 안전하고 경제적인 시공법을 시행함이 타당할 것으로 판단된다.

#### 4. 결 론

단층대를 통과하는 터널의 안정성 연구를 위하여 약액주입 그라우팅과 강관다단 압밀그라우팅의 지반 보강공법을 적용하고 3개의 대표적인 지반조건을 대상으로 수치해석을 실시한 결과 비교적 안정한 것으로 분석되었으며, 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

축압계수에 대한 영향은 적은 축압계수에서 터널의 천단침하가 크게 발생하였고, 축압계수가 클 경우에는 내공변위와 슛크리트의 응력이 크게 발생하였으며, 이러한 이유는 지반상태가 불량하여 초기응력 조건에 대한 영향이 큰 것으로 판단되었다. 지표면의 침하에 대한 검토결과, 경부고속국도가 통과하는 지점에서의 최대변위는 27.3mm의 침하가 발생하였으나 고속국도 운행에는 큰 문제가 없는 것으로 판단되며, 천단침하는 일본기준과의 비교결과 안전측인 것으로 분석되었다. 터널하부에서 일부 소성영역이 발생되나 터널하부의 가 인버트를 조기폐합할 경우 안전한 것으로 분석되었고, 지반의 전단파괴는 발생하지 않는 것으로 해석되었다. 특히 최대 주응력이 터널상부에 집중되나 강관다단 압밀그라우팅에 의해 응력집중이 완화되는 것으로 연구되었다. 축력과 모멘트를 동시에 작용할 경우의 슛크리트에 발생하는 응력을 검토한 결과, 축압계수가 클수록 응력이 크게 발생되었으며 특히 터널상부보다는 하부 측벽에서 크게 나타났는데 이는 상부보다는 하부가 보강력이 약해 휨모멘트가 크게 발생한 것으로 판단된다. 그러나 발생응력은 허용응력내로 안전한 것으로 검토되었다.

본 연구는 한정된 자료를 이용하여 수행되었으며, 시공의 예비단계에서의 터널의 거동을 예시하는 절차에 국한된 것이다. 따라서 향후 실시공시는 시험시공 등을 통하여 보강지반의 물리적 특성을 재평가하고 현장계측에 따른 Feed-Back이 반드시 되어야 할 것이다. 특히 연약단층대는 공사완료되어 운행 중에도 지진 등 외부요인에 의한 위험성을 내포하고 있으므로 지속적인 계측이 가능토록 영구계측을 실시하여야 할 것이며, 발생상황에 대하여 즉시 감지가 가능토록 조치되어야 할 것이다.

#### 참고문헌

1. 이기화(1985), "양산단층의 활성문제에 대하여", *지질학회지*
2. 전명순, 정승환, 지현철, 전정수, 신현철(1992), "지진연구-92년도 양산단층에서의 지진연구", *한국자원연구소 연구보고서*
3. Barton, N., Lien, R., and Lunde, J.(1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, Vienna, Austria
4. Zienkiewicz, O. C. and Stagg, K. G.(1968), *Rock Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons