

단면형상 차이에 따른 고속도로 터널과 철도터널의 안정성 분석

Stability Analysis of Highway Tunnel and Railway Tunnel According to Section Shape

김 제 경*

Kim, Jae-Kyoung

이 범 준**

Lee, Bum-Jun

이 송***

Lee, Song

Abstract

The number of railway tunnel design is increasing recently compare to a great number of highway tunnel design which had increased with a lot of highway construction in the 70's and 80's. Therefore, there is more or less difference of time between highway tunnel and railway tunnel. In this paper, numerical analysis on two kinds of tunnels, such as two-forked road highway ventilation tunnel and double track railway tunnel with 4.3m of center line, in cases of with support materials condition and without support materials condition were conducted. Finally, stability of two kinds of tunnels were compared and analyzed through comparing of principal stresses and deviator stresses in the near base rock of tunnels using results of numerical analysis.

요 지

70~80년대에 다수의 고속도로 건설과 함께 축적된 고속도로 터널에 대한 설계 및 시공기술에 비하여 철도터널의 설계는 최근들어 활발하게 이루어지고 있는 상황이다. 따라서 고속도로 터널과 철도 터널의 비교시에는 다소간의 시간적인 차이가 있는 것이 사실이다. 본 논문에서는 서로 비슷한 굴착단면적을 갖고 있으나 단면형상에서 차이를 나타내는 고속도로 2차로 자연환기터널과 선로중심간격 4.3m의 복선철도 터널에 대해 동일한 조건하에서 지보재를 설치하지 않은 경우와 지보재를 설치한 경우에 대해 수치해석을 수행하여 단면형상 차이에 따른 터널 주변암반에 발생하는 주응력크기 및 축차응력 비교를 통한 터널의 안정성을 비교·분석하였다.

Keywords : Highway tunnel, Railway tunnel, Stability, Standard section, Standard support pattern, Deviator stress ratio

핵심 용어 : 고속도로 터널, 철도터널, 안정성, 표준단면, 표준지보패턴

* 정회원, (주)경동기술공사 지반공학부 상무

** 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사수로

*** 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 정교수

E-mail : scugeo@uos.ac.kr 02-2210-2272

• 본 논문에 대한 토의를 2009년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 2009년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

국내의 고속도로 터널은 70~80년대 산업화에 따라 다수의 고속도로가 신설되고, 이와 함께 증가한 설계 및 시공기술에 대한 축적이 어느 정도 이루어져 있는 반면, 국내의 철도터널은 물류수송량 확대에 대한 요구 및 사회간접자본의 균형투자 측면에서 기존 선형의 개량 및 신설이 증가하면서 최근들어 철도터널의 설계도 활발하게 이루어지고 있는 상황이다. 또한, 경제성 등의 이유로 인해 단선보다는 복선터널이 주류를 이루고 있으며, 약간의 차이는 있으나 2차로 자연환기 고속도로 터널과 비슷한 굴착단면적을 보이고 있다.^{2),3)}

한편 암반내 지하공동의 파괴여부는 고려하고 있는 점에서 최대 및 최소 주응력의 크기에 따라 결정되며 발생하는 주응력의 크기는 공동형상과 작용응력에 따라 매우 다양한 크기를 보인다.⁶⁾

따라서, 본 연구에서는 서로 비슷한 굴착단면적을 가지고 있으나 단면형상에 있어서 차이를 나타내는 고속도로 2차로 자연환기터널과 선로중심간격 4.3m의 복선철도단면에 대해 암반등급 및 토피고, 측압계수변화 등을 통해 지보재를 설치하지 않고 두 터널 주변암반에 발생하는 주응력의 크기 및 축차응력 비교를 통한 안정성을 파악하였다.

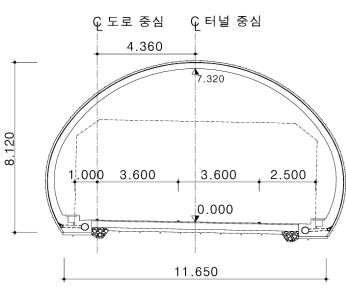
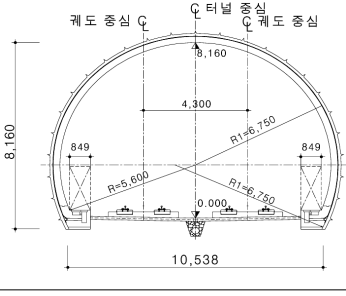
또한, 두 터널의 관리기관인 한국도로공사와 철도시설공단에서 제시하고 있는 표준지보패턴 비교후 같은 지반조건에서 철도터널의 지보재량을 상대적으로 적게 적용하여 수치해석을 수행하여 지보재 발생 응력 및 축력, 터널 주변암반에 발생하는 응력을 통해 지보재를 설치하지 않은 경우와 비교하여 지보재 보강효과 및 안정성을 확인하였다.

2. 표준단면 비교를 통한 안정성 분석

2.1 표준단면 비교

터널단면 설계시에는 터널의 사용성, 안정성, 시공성 및 경제성 등을 모두 고려하여 최적의 단면을 선정하게 된다.

Table 1 고속도로 및 철도터널 표준단면

표준단면	비고
 <p>(a) 고속도로 터널 (2차로)</p>	굴착단면적(m^2/m)
	91
	편평률
0.636	
 <p>(b) 철도터널 (복선)</p>	굴착단면적(m^2/m)
	88
	편평률
0.745	

본 연구에서는 서로 비슷한 조건에서의 비교를 위해 고속도로는 2차로 자연환기단면을, 철도는 선로중심간격 4.3m의 복선단면을 선정하였으며 Table 1에 나타내었다.

굴착단면적은 고속도로와 철도터널이 각각 $91m^2$ 와 $88m^2$ 로 큰 차이가 없으나, 단면형상의 차이를 나타내는 편평률에 있어서는 0.636과 0.745로서 철도터널이 고속도로 터널에 비해 보다 안정된 상태를 나타내고 있다.

2.2 안정성 해석

2.2.1 해석조건

단면형상에서 철도터널이 고속도로 터널보다 다소 안정된 상태라고는 하나 이는 측압계수 등의 변화에 따라 가변적이기 때문에 동일한 조건(암반등급, 경계조건 등)하에서 측압계수를 변화시키면서 수치해

Table 2 모델링 조건

구분	고속도로터널	철도터널
Case-1		
Case-2		
Case-3		
Case-4		

석을 수행하였다.

단면형상 차이에 따라 터널주변에 발생하는 응력 상태의 직접적 비교를 위해 지보재는 설치하지 않고 전단면 굴착후 수렴된 상태에서 천단부 및 좌우 측벽부에 발생한 응력을 철도터널에 대한 고속도로 터널의 주응력비 및 축차응력비로 표현하여 발생한 응력의 크기 및 상대적인 안정성을 확인하였다.

수치해석은 유한차분법에 근거를 둔 FLAC-2D Ver.3.30⁴⁾을 이용하였으며, 모델링 조건 및 적용물성치는 Table 2와 Table 3에 정리하였다.

다양한 상태에서의 응력상태 비교를 위해 암반등급은 I~IV등급으로 구분하고, Case별 암반등급에 따라 토피고를 30m, 50m, 100m, 200m로 구분하였으며, 축압계수는 0.5, 1.0, 2.0을 적용하였다.

경계조건은 좌·우측면 경계는 수평방향 변위를 구속하고, 하부경계는 수직방향 변위를 구속하였으며, 해석영역은 굴착시 터널주변에 미칠 수 있는 영향을 고려하여 좌·우는 터널폭의 3배이상, 터널상

Table 3 해석시 적용한 지반물성치

구분	암반등급 I	암반등급 II	암반등급 III	암반등급 IV
단위중량	26.9 (26.0~27.5)	26.1 (25.0~27.0)	25.0 (24.0~26.0)	23.0 (22.0~25.0)
변형계수	19,600 (13,000~30,000)	12,460 (6,850~20,000)	5,400 (3,000~10,000)	2,000 (1,000~21,000)
점착력	6.50 (3.0~9.0)	3.15 (0.60~7.00)	1.74 (0.80~3.00)	0.80 (0.20~1.00)
내부 마찰각	47 (45~50)	43 (40~46)	39 (36~42)	35 (33~38)
포이송비	0.19 (0.18~0.21)	0.21 (0.20~0.23)	0.23 (0.22~0.25)	0.26 (0.25~0.28)

주) 단위 : kN/m³, MPa

부는 선정된 토피고를 각각 적용하였다.

적용물성치는 일반적인 값을 사용하고자 국내 철도터널 설계시 적용된 사례를 참조하여 주로 이들의 평균치를 사용하였다.³⁾

2.2.2 결과 분석

① 주응력비

암반등급 및 축압계수, 토피고 변화에 따라 굴착 후 고속도로와 철도터널 주변암반에 발생한 응력을 주응력비 형태로 나타내어 두 터널간 발생응력의 크기를 비교하였다.

주응력비는 터널의 천단부와 좌우 측벽부로 나누어 식(1)과 같이 계산하였다.

$$\text{주응력비} = \frac{\text{고속도로터널의 주응력}}{\text{철도터널의 주응력}} \quad (1)$$

주응력비가 1보다 크다는 것은 터널굴착으로 인해 철도터널보다 고속도로터널에 더 큰 응력이 유발된다는 것으로서 이는 터널의 안정성확보에도 보다 불리해질 수 있다는 것을 의미한다.

주응력비 계산결과는 다음 Table 4에 요약·정리하였다.

암반등급별 축압계수 변화에 따른 주응력비를 살펴보면 축압계수가 증가함에 따라 천단부 및 측벽부 모두 함께 증가하는 것으로 나타나며, 천단부의 경

Table 4 암반등급별 주응력비

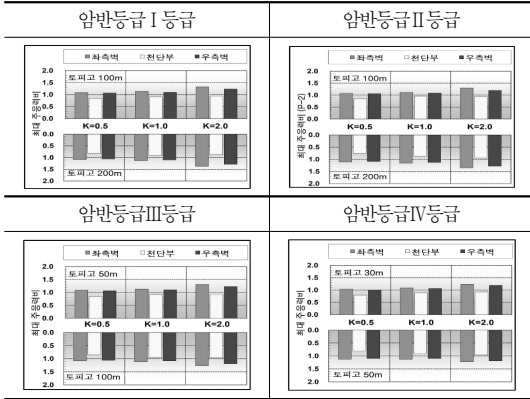
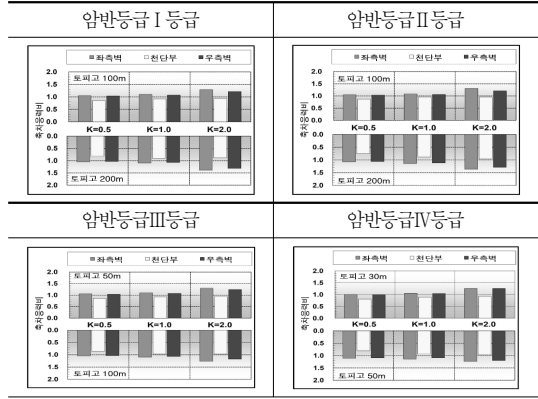


Table 5 축차응력비



우에는 축압계수 증가와 함께 주응력비도 증가하나 그 크기에 있어서는 모두 1.0이하로서 철도터널에 더 큰 응력이 발생하는 것을 알 수 있다.

그러나, 주응력비는 축압계수가 증가함에 따라 최소 0.8에서 점차 증가하여 최대 1.0 가까이 근접하는 것으로 나타나 그 차이는 미소한 것을 알 수 있다.

즉, 천단부는 철도터널보다 고속도로터널에 발생하는 응력이 더 작다고 할 수 있으나 그 크기에 있어서는 별 차이가 없어(특히 축압이 커질수록) 서로 비슷한 조건이라 할 수 있다.

반면 좌·우 측벽부의 경우에는 축압계수 변화에 따라 주응력비도 함께 증가하는 것은 천단부와 같으나 그 크기에 있어서는 모두 1.0이상으로서 고속도로 터널에 더 큰 응력이 발생하는 것을 알 수 있다.

축압계수가 0.5인 경우 최소 1.0에서 축압계수 2.0에서는 최대 1.4까지 증가하는 것으로 나타나 천단부보다 좌·우 측벽부가 축압계수 변화에 따라 더 민감하게 반응하는 것을 알 수 있다. 이는 기본적으로 두 터널의 단면형상의 차이에 기인하는 것으로 판단된다.

한편, 암반등급별 토피고 변화에 따른 최대 주응력비의 차이는 매우 미소한 것으로 나타났다.

② 축차응력비

암반등급 및 축압계수, 토피고에 따른 축차응력비

를 살펴보았다.

축차응력비는 식 (2)와 같이 계산하였다.

$$\text{축차응력비} = \frac{\text{고속도로터널의 축차응력}}{\text{철도터널의 축차응력}} \quad (2)$$

암반내 지하공동의 파괴여부는 고려하고 있는 점에서 최대 및 최소 주응력의 크기에 따라 결정된다.⁶⁾

최대 및 최소 주응력은 두 응력의 차인 축차응력으로 표현할 수 있으며, 축차응력이 크다는 것은 그만큼 파괴포락선에 근접한다는 것으로서 상대적으로 고려하는 지점의 안정성은 반대로 낮아진다고 할 수 있다.⁵⁾

축차응력비 계산결과를 Table 5에 요약·정리하였다.

축차응력비 발생경향 또한 앞에서 살펴본 주응력비의 경우와 매우 유사하게 나타나는데, 천단부는 축압계수 변화에 관계없이 모두 1.0이하를 나타내고 축압계수가 증가함에 따라 함께 증가하는 경향을 보였다.

반면, 좌·우 측벽부는 모두 1.0이상을 보이며 이 또한 축압계수가 증가함에 따라 축차응력비도 함께 증가하는 것으로 나타났다.

이를 보면 천단부에서는 철도터널의 안정성이 고속도로터널에 비해 다소 떨어진다 할 수 있으나 그 크기가 최소 0.8에서 점차 증가하여 1.0에 가까워 지므로 전반적으로 볼때는 두 터널간의 천단부 안정

성은 서로 비슷하다 할 수 있다.

반면, 좌·우 측벽부는 철도터널의 안정성이 고속도로터널보다 높다 할 수 있으며 그 크기에 있어서도 최소 1.0에서 최대 1.3까지 증가하므로 천단부보다 안정성은 더 큰 차이가 난다는 것을 알 수 있다.

이상에서 살펴본 바와 같이 고속도로터널과 철도터널의 위치별 발생응력 및 안정성에는 차이가 있는 것을 알 수 있으며, 전반적으로 단면형상이 보다 원형에 가까운 철도터널이 안정성 확보차원에서는 유리하다는 것을 알 수 있다.

3. 지보패턴 비교를 통한 안정성 분석

무지보 상태에서 터널 형상차이에 따른 안정성 분석결과에서 살펴본 바와 같이 굴착후 터널 주변에 발생하는 주응력 및 축차응력 등에서 천단부는 두 터널간 차이가 크지 않으나, 좌·우 측벽부에서는 고속도로터널에 더 큰 응력이 발생하고, 안정성 측면에서도 철도터널에 비해 불리하게 나타났다.

따라서, 본 검토에서는 두 터널의 관리기관인 한국도로공사와 철도시설공단에서 제시하고 있는 각각의 지보패턴을 비교하고, 지보패턴별 지보재를 설치한 후 수치해석을 실시하여 숏크리트 및 록볼트에 걸리는 응력과 축력을 비교해보고, 터널 주변압반에 발생하는 응력 등도 함께 분석하였다.

3.1 표준지보패턴

한국도로공사의 2차로 자연환기 단면과 철도시설공단의 선로 중심간격 4.3m의 복선철도 단면에 대한 표준지보패턴은 Table 6과 같다.

두종류 터널에 대한 표준지보패턴을 살펴보면, 지보패턴별 암반분류나 굴착공법, 숏크리트 두께, 록볼트 길이는 동일한 것을 알 수 있다.

그러나, 굴진장 및 록볼트 지보량에 있어서는 철도터널이 지보패턴별 선택의 폭이 넓게 되어 있다. 이는 철도설계편람이 비교적 최근에 제정되어(2004년) 그간의 설계경험을 반영한 결과라 판단된다.

Table 6 고속도로 및 철도터널의 표준지보패턴

구분	지보패턴 I	지보패턴 II	지보패턴 III	지보패턴 IV	지보패턴 V	
굴착공법	전단면	전단면	전단면	상·하반	상·하반	
암반분류	81이상	61~80	41~60	21~40	20이하	
굴진장 (m)	3.5/3.5~4.0	3.5/3.0~3.5	2.0/2.0~3.0	1.5/1.5	1.2/1.0~1.2	
숏크리트 두께 (mm)	50/50 (일반)	50/50 (강섬유)	80/80 (강섬유)	120/120 (강섬유)	160/160 (강섬유)	
록볼트	길이 (m)	3/3	3/3	4/4	4/4	
	횡간격	랜덤/랜덤	2.0/2.5	1.5/2.0	1.5/1.5	1.5/1.0~1.5
	중간격	랜덤/랜덤	2.0/3.0~3.5	2.0/2.0~3.0	1.5/1.5	1.2/1.0~1.2

주) 고속도로 / 철도

Table 7 수치해석시 적용한 지보패턴

구분	지보패턴 I	지보패턴 II	지보패턴 III	지보패턴 IV
굴착공법	전단면	전단면	전단면	상·하반 분할
굴진장(m)	3.5/4.0	3.5/3.5	2.0/3.0	1.5/2.0
숏크리트 두께(mm)	50/50 (일반)	50/50 (강섬유)	80/80 (강섬유)	120/120 (강섬유)
록볼트 길이(m)	3.0/3.0	3.0/3.0	4.0/4.0	4.0/4.0
록볼트 종간격(m)	랜덤/랜덤	2.0/3.5	2.0/3.0	1.5/2.0
록볼트 횡간격(m)	랜덤/랜덤	2.0/2.5	1.5/2.0	1.5/2.0

주) 고속도로/철도

3.2 안정성 해석

표준지보패턴별 해석시 적용한 프로그램 및 모델링조건, 물성치 등은 2.2절에서 적용한 내용과 동일하며, 하중분담율은 두 터널 모두 지보패턴 I, II는 70%-15%-15%, 지보패턴 III은 60%-20%-20%, 지보패턴 IV는 50%-25%-25%를 적용하였다. 또한, 철도터널의 굴진장 및 록볼트 중·횡방향 간격은 지보패턴별 제시된 값 중 최대값(예, 지보패턴 II의 경우 굴진장 3~3.5m로 제시된 값 중 최대값인 3.5m, 록볼트 중방향 간격은 3~3.5m 중 최대값인 3.5m 적용)으로 적용하였으며, 이를 Table 7

에 나타내었다.

3.3 결과 분석

3.3.1 지보재 발생 응력

① 숏크리트 휨압축응력비

숏크리트 휨압축응력비는 식 (3)과 같이 계산하였으며, 그 결과를 Table 8에 나타내었다.

$$\text{숏크리트 휨압축응력비} = \frac{\text{고속도로터널의 휨압축응력}}{\text{철도터널의 휨압축응력}} \quad (3)$$

지보패턴별 숏크리트에 발생하는 휨압축응력은 천단부 및 측벽부 모두 허용치($0.4f_{ck} = 8.4\text{MPa}$) 이 내로 나타났으나 위치별 및 상대적인 발생크기에 있어서는 차이가 있는 것으로 분석되었다.

지보패턴 II에 대한 결과를 분석해보면, 토피고 변화(100m, 200m)에 따른 숏크리트 휨압축응력의 절대값에는 차이가 있으나 휨압축응력비로 나타내보면 그 크기에는 차이가 거의 없는 것으로 나타난다.

그러나, 측압계수 변화에 따른 휨압축응력의 발생 양상은 매우 다르게 나타나는데, 천단부의 경우에는 측압계수 $K=0.5$ 에서 그 비율이 1정도이나 $K=1.0$, 2.0 으로 증가할수록 휨압축응력비는 점차 감소하여 약 0.9정도를 나타낸다.

반면, 좌·우 측벽부에서는 측압계수의 증가에 따

라 휨압축응력비도 함께 증가하는데 그 크기에 있어서는 $K=0.5$ 에서 약 1.5정도이나 $K=2.0$ 에서는 최대 3배 정도 더 크게 발생하는 것으로 나타났다.

비록 숏크리트에 발생하는 휨압축응력이 모두 허용응력값 이내라고는 하나 그 크기에 있어서는 최대 3배 정도까지 발생한다는 것은 안정성 확보측면에서 토 철도터널이 보다 유리하다는 것을 알 수 있다.

② 숏크리트 휨인장응력비

숏크리트에 발생하는 휨인장응력비는 식 (4)와 같이 계산할 수 있으나, 검토결과 휨인장응력은 발생하지 않는 것으로 확인되었다.

$$\text{숏크리트 휨인장응력비} = \frac{\text{고속도로터널의 휨인장응력}}{\text{철도터널의 휨인장응력}} \quad (4)$$

③ 숏크리트 전단응력비

숏크리트에 발생하는 전단응력비는 식 (5)와 같이 계산되었으며, 그 결과를 Table 9에 수록하였다.

$$\text{숏크리트 전단응력비} = \frac{\text{고속도로터널의 전단응력}}{\text{철도터널의 전단응력}} \quad (5)$$

지보패턴별 숏크리트에 발생하는 전단응력은 천단부 및 측벽부 모두 허용치($0.25\sqrt{f_{ck}} = 0.36\text{MPa}$) 이내로 나타났으나 그 값의 크기에 있어서는 차이가 있다.

지보패턴 II에 대한 결과를 분석해보면 천단부는

Table 8 지보패턴별 숏크리트 휨압축응력비

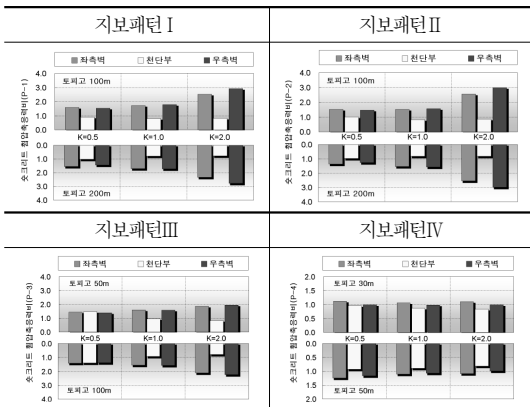
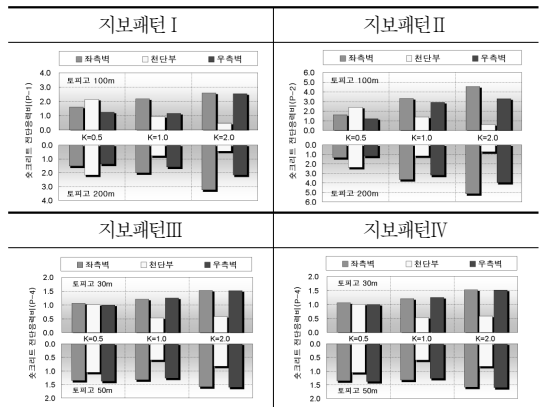


Table 9 지보패턴별 숏크리트 전단응력비



측압계수 1.0을 기준으로 그 이하는 K=0.5에서 약 2배 이상 크게 발생하며, K=2.0에서 약 0.6배 정도까지 감소하여 변화의 폭이 매우 큰 것을 알 수 있다.

반면, 좌·우 측벽부에서는 측압계수 변화에 관계없이 모두 1이상을 보이며, 측압계수가 증가할수록 커져 K=2.0에서 최대 약 4~5배까지 증가하는 것으로 나타난다. 이는 슛크리트 휨압축응력의 분석결과에서도 언급했듯이 안정성 확보측면에서 특히 좌·우 측벽부는 철도터널이 매우 유리한 것을 알 수 있다.

④ 록볼트 축력비

록볼트에 발생하는 록볼트 축력비는 식 (6)과 같이 계산하였으며, 그 결과를 Table 10에 수록하였다.

$$\text{록볼트 축력비} = \frac{\text{고속도로터널의 록볼트축력}}{\text{철도터널의 록볼트축력}} \quad (6)$$

지보패턴별 록볼트에 발생하는 축력은 천단부 및 측벽부 모두 허용치($0.5 \cdot f_y \cdot A_s = 86\text{kN}$) 이내로 나타나나 암반등급별 지보패턴 및 측압계수변화에 따라 발생경향은 서로 다르게 나타난다.

암반등급에 따른 지보패턴별 천단부 및 좌·우 측벽부에 나타나는 록볼트 축력비는 지보패턴 II에서는 모두 1.0이상을 나타내 고속도로터널에 설치된

록볼트에 더 큰 축력이 발생하는 반면 지보패턴 III, IV에서는 대부분 1.0이하를 나타내나 그 차이는 미소하며, 또한, 해석시 적용한 록볼트량에 있어서 철도터널이 더 적게 적용되었음에도 불구하고 서로 유사하거나 지보패턴 II의 경우에는 1이상을 보인다는 것은 안정성 확보면에서 철도터널이 보다 유리한 단면형상을 나타낸다는 것을 알 수 있다.

한편, 측압계수 증가에 따른 록볼트 축력비 발생 경향을 보면 지보패턴에 관계없이 모두 감소하는 것으로 나타났다.

3.3.2 터널주변 암반의 발생응력

지보재 설치후 고속도로터널과 철도터널의 천단부 및 좌·우 측벽부 암반에 발생하는 응력을 분석하였다.

① 주응력비

지보패턴별 주응력비 계산결과를 Table 11에 요약정리하였다.

지보패턴별 주응력비는 지보재를 설치하지 않은 경우의 결과와 발생경향은 그 크기에 있어 매우 유사하게 나타나 지보재 설치가 암반내 발생응력의 변화에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

② 축차응력비

Table 10 지보패턴별 록볼트 축력비

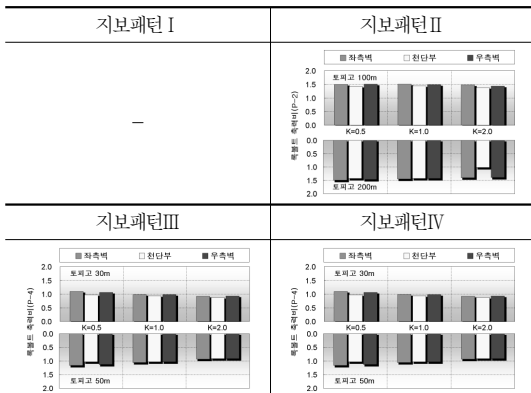


Table 11 지보패턴별 주응력비

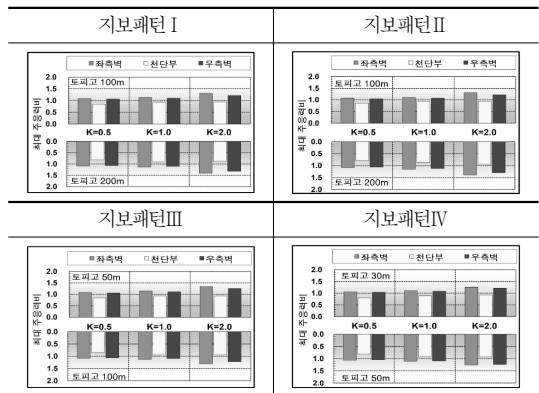
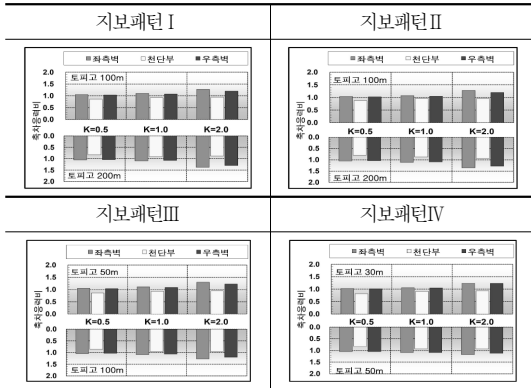


Table 12 지보패턴별 축차응력비



지보패턴별 축차응력비 계산결과는 Table 12에 요약·정리하였다.

축차응력비 또한 지보재를 설치하지 않은 경우와 비교시 차이가 거의 없는 것으로 나타났으며, 이 결과로 볼 때 천단부는 고속도로와 철도터널의 안정성은 서로 비슷한 수준이라 판단되며, 좌·우 측벽부에서는 철도터널의 안정성이 보다 양호하다 사료된다.

4. 결론

본 연구에서는 서로 비슷한 굴착단면적을 가지고 있으나 단면형상에서 다소 차이를 나타내는 고속도로 2차로 자연환기 터널과 선로중심간격 4.3m의 복선 철도 터널에 대해 지보재를 설치하지 않고 수치해석을 실시하여 두 터널 주변암반에 발생하는 응력을 비교하여 그 발생크기 및 상대적 안정성을 분석하였다.

또한, 두 터널의 관리기관인 한국도로공사와 철도시설공단에서 제시하고 있는 표준지보패턴을 비교·분석하였고, 지보재를 설치하지 않은 경우 전반적으로 철도터널이 고속도로터널에 비해 안정성 측면에서 유리하다는 결과에 기초하여 철도터널의 지보재량을 고속도로터널보다 적게 적용하여 수치해석을 수행하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 지보재를 설치하지 않고 암반등급 및 토피고, 축압계수 변화에 따른 두 터널 주변암반에 발생하

는 응력분석결과, 천단부에서는 약간의 차이는 있으나 전반적으로 두 터널이 서로 비슷한 응력상태를 보이는 반면 측벽부에서는 축압계수가 증가함에 따라 주응력비도 함께 증가하며, 모두 1 이상을 나타내는데, 이는 터널의 안정성 확보에도 불리해질 수 있다는 것을 의미한다.

- 2) 분석된 지점의 국부적 안정성을 판단할 수 있는 축차응력비 분석결과, 주응력 발생경향과 매우 유사하게 천단부에서는 서로 비슷하며, 좌·우 측벽부에서는 고속도로터널에 더 큰 축차응력이 발생하는 것으로 나타나 안정성 측면에서 철도터널이 보다 안전한 상태라는 것을 알 수 있다.
- 3) 표준지보패턴 비교 결과, 굴착공법, 암반분류방법, 숏크리트 두께, 록볼트 길이 등은 동일하며, 굴진장과 록볼트 중·횡방향 간격에 있어서는 철도터널이 지보패턴별 선택의 폭이 넓게 되어있다. 이는 철도터널 표준지보패턴이 최근에 제정(2004년)되어 그 동안의 고속도로 경험과 단면형상에서 유리한 점을 반영한 결과로 판단된다.
- 4) 동일한 지반조건으로 철도터널과 고속도로 터널에 대해 지보패턴 I, II, III, IV에 대한 수치해석을 수행한 결과, 지보패턴 I, II, III에서는 철도터널의 지보량을 고속도로 터널보다 적게 적용하였음에도 불구하고 전반적으로 철도터널에 발생하는 지보재 응력 및 축력이 고속도로터널에서 발생하는 양보다 적은 것을 알 수 있었다.
- 5) 또한, 지보재 설치후 터널 주변암반에 발생하는 응력을 주응력비 및 축차응력비로 분석한 결과, 지보재 설치전의 경우와 매우 유사한 경향 및 크기를 나타내고 있어 적용한 지보량으로는 암반내 발생응력 변화에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

이상에서 살펴본 바와 같이 비슷한 굴착단면적임에도 불구하고 철도터널이 고속도로 터널에 비해 안정성 측면에서 유리하므로 향후 철도터널의 설계시 본 논문의 분석결과를 참고하여 보다 적극적인 지보재 적용성을 검토할 수 있으리라 사료되며 이는 곧 경제성 향상으로 이어질 수 있을 것으로 기대된다.

참고문헌

1. 도덕현, 이재현, 고재만 공역(1995), “암반지하공동의 설계와 시공”, p.108~117, p.505~530, 창우출판
2. 유광호, 정지성(2008), “2차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가비교”, 한국터널공학회 논문집, 제10권 제2호, p.143~205
3. 한국도로공사(2001), “도로 설계 요령(터널)”
4. 한국철도시설공단(2004), “철도설계편람”
5. Itasca Consulting Group, Inc.(1996), Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 3.3, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA

(접수일자 : 2008년 6월 26일)

(수정일자 : 2009년 3월 16일)

(심사완료일자 : 2009년 6월 25일)