

# 굴착단계를 고려한 2 아치 터널의 안정성 해석

## Stability analysis of a 2 arch tunnel considering excavation sequence

유광호\*<sup>1</sup>, 박연준\*<sup>1</sup>  
 You, Kwang-Ho · Park, Yeon-Jun

### Abstract

In this study, a numerical stability analysis was performed for a large tunnel considering excavation sequence. In most cases, stability of a tunnel is analyzed based on the stability of the final excavation stage only. In this study, stability analysis of a tunnel was performed at each excavation stage. In summary, it can be inferred that there is no problem in stability of the tunnel. However, thorough and careful measurements are recommended. Also, it is found that the stability of the tunnel at the 5th excavation stage when the right half of the main tunnel is excavated is rather lower than that of the tunnel at the final excavation stage.

**Keywords:** Excavation sequence, 2 arch tunnels, stability analysis

### 요 지

본 연구에서는 시공순서를 고려한 대단면 터널의 안정성 평가를 수치해석에 의해 수행하였다. 일반적으로 터널의 안정성은 최종 굴착 후의 안정성에 의해 판단하는 것이 보통이나, 본 연구에서는 굴착단계별 안정성을 비교 검토하였다. 해석결과를 종합하면, 터널의 안정성에는 별 문제가 없을 것으로 판단되며, 이곳을 시공할 때 계층을 철저히 하는 등의 각별한 주의가 요구된다. 또한, 굴착단계별 안정성을 비교한 결과, 우측 본선터널 상부 반단면 굴착시 (5 단계)의 안정성이 오히려 최종굴착 후의 안정성보다 취약한 것으로 나타났다.

**주요어:** 단계별 굴착, 2 아치 터널, 안정성 해석

## 1. 서론

대상터널은 안양시에 건설중인 ○○터널로 폭 20m, 높이 8.2m인 2아치 터널로, 중앙터널이 상·하부로 나뉘어 분할 굴착되고, 중앙벽체가 설치된 후, 좌·우측 본선터널이 역시 상·하부 분할 굴착되는 순서로 시공된다.

대상지역의 지질은 선캠브리아기의 편마암 복합체에 속하는 호상 편마암과 백운모 편암이 대부분을 차지하며 일부에서는 백운모 편암 내에 규암이나 석회암, 석회규산

염암 등이 협재되어 있다. 상부는 신생대 제 4 기 충적층이 부정합으로 피복되어 있다. 편마암의 주요 구성광물은 장석, 석영, 흑운모, 백운모 등이며, 주로 흑운모와 유색 광물로 이루어진 우흑대와 석영, 장석 등으로 형성된 우백대로 이루어진 호상구조를 나타내는 것이 특징이다. 규암은 백운모 편암 내에 박층으로 협재되어 대체적으로 세립질이고 치밀한 상태이며 백운모 편암은 편리가 매우 발달한 상태로 비교적 약하고 많이 변성되어있다 (대신구조 엔지니어링, 2001).

\*1 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수

본 연구에서는 시공순서를 고려한 대단면 터널의 안정성 평가를 수치해석에 의해 수행하였다. 일반적으로 터널의 안정성은 최종 굴착 후의 안정성을 검토하여 판단하는 것이 보통이나, 본 연구에서는 굴착단계별 안정성을 비교·검토하였다.

해석결과 터널 갱구부 시점인 STA 0K+180 지점의 안정성에는 별 문제가 없을 것으로 판단되며, 이곳을 시공할 때 계측을 철저히 하는 등의 각별한 주의가 요구된다. 또한, 굴착단계별 안정성을 비교한 결과, 우측 본선 터널 상부 반단면 굴착시 (5 단계)의 안정성이 오히려 최종굴착 후의 안정성보다 취약한 것으로 나타났다.

표 1. 대표 해석단면

해석위치	지 보 패 턴	지 질	비 고
0K+180	표준단면 P-5	연 압	터널 갱구부
0K+480	표준단면 P-6	연 압	중간개착 종점부
0K+740	표준단면 P-3	경 압	계곡부 통과지점
0K+870	표준단면 P-2	경 압	대심도 구간

하여 지층구조 등이 보다 현실적으로 고려되었으며, 본 논문은 STA 0K+180 지점에 대한 결과만을 포함한다.

그림 1과 2는 STA 0K+180 지점의 본선터널 및 중앙 터널의 표준 단면도를 보여준다.

## 2. 터널 안정성 해석

### 2.1 해석 단면 및 모델

수치해석은 지질조사 자료, 지반조건, 표준 지보패턴 및 터널 주변여건 등을 고려하여 기존에 수행된 수치해석 시 사용된 다음 표 1의 4개 단면에 대해 수행되었다. 다만, 2001년 7월에 수행된 추가 지반조사 결과를 반영

### 2.2 지보재 및 중앙벽체 물성값

터널의 안정성 향상을 위해 설계에 사용된 지보재로는 숏크리트, 록볼트, 강지보공, 와이어 메쉬 등과 보조공법으로는 포어폴링, 강관 다단그라우팅 등이다.

터널의 안정성 평가를 위한 2차원 수치해석에서는 강지보공, 와이어 메쉬 등과 보조공법으로 사용된 포어폴링, 강관 다단그라우팅은 적절히 모델링될 수가 없기 때문에 보수적인 관점에서 고려되지 않았다. 다만, 숏크리

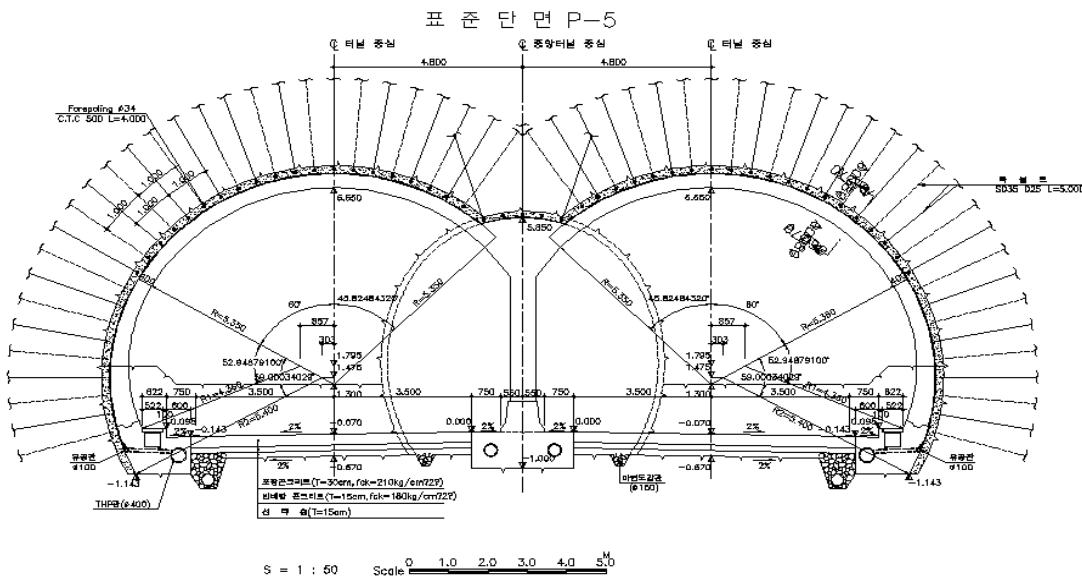


그림 1. 본선터널 표준단면 및 지보공 (P-5)

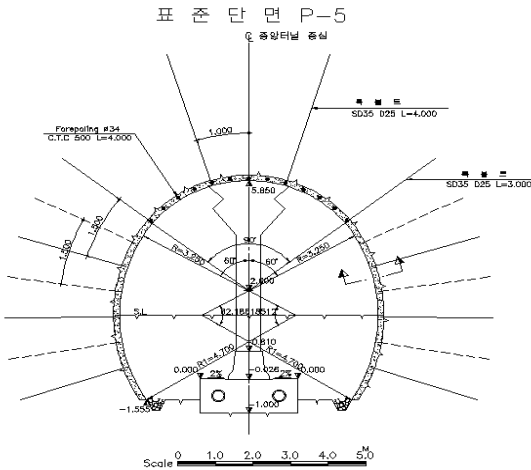


그림 2. 중앙터널 표준단면 및 지보공 (P-5)

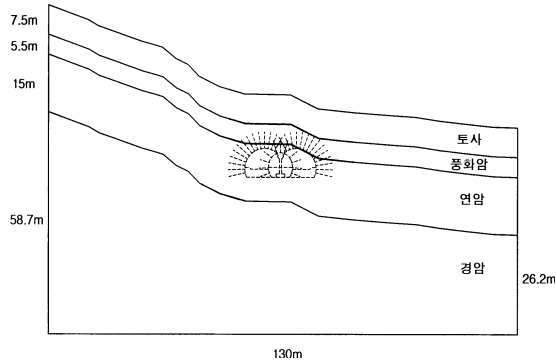


그림 3. 지층구조 및 해석단면

트, 록볼트 및 중앙벽체만이 해석에 고려되었으며, 기존 터널 안정성 해석 시 사용된 지보재 물성값이 그대로 사용되었는데 정리하면 표 2와 같다.

### 2.3 대상 지반 물성값

대상지반의 물성값은 기존의 터널 안정성 해석 시 사용된 값과 금번에 추가로 수행된 실내시험 등을 종합적으로 검토하여 결정되었다. 이 중 변형계수, 포아송비, 단위중량은 기존에 사용된 값에 큰 무리가 없어 그대로 사용되었고, 마찰각은 토사를 제외한 풍화암, 연암, 보통암, 경암은 다소 크게 산정된 것으로 판단되어 기존에 사용된 값을 1도에서 10도까지 줄여서 사용하였다. 점착력은 금번에 수행된 암석 절리면 전단 시험을 고려하여 연암에 적용된 값을 다소 줄여 안전측으로 사용되었다.

따라서 본 해석에 사용된 각 지반의 물성치는 표 3과 같다.

표 2. 적용 지보재 및 중앙벽체 물성값

물성 구분	압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	탄성계수 (10 <sup>3</sup> tf/m <sup>2</sup> )	단면적 (m <sup>2</sup> /m)	단위중량 (tf/m <sup>3</sup> )
숏크리트	210	1,500	0.12~0.16	2.4
록볼트	-	21,000	5×10 <sup>-4</sup>	-
중앙벽체	240	2,000	0.6	2.3

### 2.4 수치해석

수치해석을 위해 지반범용해석 프로그램으로 미국 미네소타주의 Itasca Consulting Group에 의해 개발된 FLAC Ver 3.4가 사용되었다 (Itasca Consulting Group, 1999).

본 수치해석에서 적용한 해석영역은 하부로 2D 이상, 측방으로 3D 이상, 상부로는 지표면까지 설정하여 터널 굴착으로 인한 측방 및 하부의 지반응력 및 변위의 변화가 거의 없는 범위까지 그림 3과 같이 모델링하였으며, 수치해석에 사용된 mesh도는 그림 4와 같다.

해석영역에 대한 좌·우측의 경계조건은 수평변위를 구속하였고, 하부는 연직변위를 구속하였으며 하부의 양 모서리는 수평 및 연직변위 모두를 구속하였다.

표 3. 대상암반 물성치

특성치 구분	변형계수 (10 <sup>3</sup> tf/m <sup>2</sup> )	포아송 비	마찰각 (°)	점착력 (tf/m <sup>2</sup> )	단위중량 (tf/m <sup>3</sup> )
토 사	2	0.3	30	1.5	1.9
풍화암	50	0.27	31	5	2.2
연 암	150	0.25	33	20	2.5
보통암	300	0.25	35	50	2.6
경 암	600	0.2	38	100	2.75

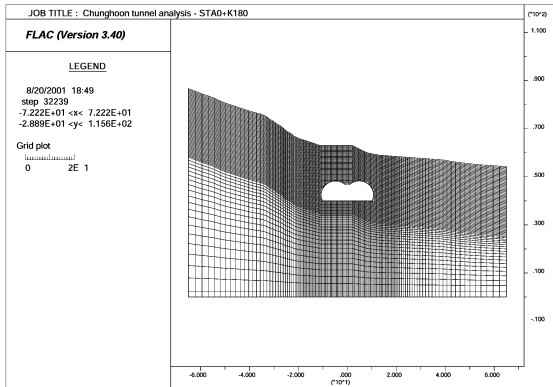


그림 4. 수치해석에 사용된 mesh도

본 터널 수치 해석에서는 실제 시공방법 및 시공순서를 고려하여 해석단계를 표 4와 같이 선정하였으며 해석순서는 굴착 → 슝크리트 및 Rock Bolt를 설치하는 단계로 적용하였다.

터널의 단계적인 막장 굴진에 따른 3차원 거동을 2차원 해석에 고려하기 위한 요소로서 굴착 직후의 응력해방율은 연약한 지반보다 견고한 암반에서 더 크다. 본 해석에서는 안전측으로 고려하여 굴착으로 인해 발생하는 모든 응력을 지보재가 부담하도록 표 4에서와 같이

표 4. 시공단계를 고려한 해석순서

해석단계	0	1	2	3
시공순서	원지반(초기응력상태)	중앙터널 상부 반단면 굴착 및 지보설치	중앙터널 하부 반단면 굴착 및 지보설치	중앙 벽체 설치, 좌측본선터널 상부반단면 굴착 및 지보설치
단면형상				
하중분배율	-	100	100	100
해석단계	4	5	6	7
시공순서	좌측본선터널 하부 반단면 굴착 및 지보설치	우측본선터널 상부 반단면 굴착 및 지보설치	우측본선터널 하부 반단면 굴착 및 지보설치	
단면형상				
하중분배율	100	100	100	

표 5. 굴진장 및 지보패턴

구 분		중앙터널	본선터널	
굴진장 (m)		1.0	1.0	
S/C 두께 (cm)		16.0	20.0	
Rock Bolt	길이 (m)	4.0/3.0	5.0	
	간격	중 (m)	1.0	1.0
		횡 (m)	1.0	1.0

적용하였으며, 굴진장 및 슝크리트 두께와 rockbolt의 길이 및 간격은 표 5와 같다.

암반의 측압계수는 암반의 종류와 절리 및 강도 특성의 영향을 민감하게 받으며, 조사 위치에 따라서도 값이 변하는 것으로 알려져 있다. 따라서, 본 검토에서 측압계수를 1.0으로 적용하였으나, 실제 시공 시에는 터널 내 시험 및 계측자료를 이용하여 역해석을 실시하여 지반과 터널의 거동을 보다 더 정확하게 예측, 평가하여야 할 것이다.

### 3. 해석 결과

STA 0K+180 지점의 수치해석 결과를 정리하면 표

6에서 표 8과 같다. 표 6은 굴착 후 rockbolt에 걸리는 축력을 보여주는데, 5단계에서 가장 큰 축력인 2.4 tonf 이 발생하는 것으로 나타났으며, 이는 허용응력 8.6 tonf ( $0.5f_{yAs}$ ) 보다 작은 값으로 록볼트는 안전한 것으로 나타났다. 최종굴착 후 록볼트에 발생하는 축력분포는 그림 5와 같다.

표 7은 굴착단계별 예상되는 발생 변위를 터널 위치별로 정리한 것으로 최대변위는 5단계 굴착후 천단부에서 5.41mm 발생하는 것으로 예상되었다. 그림 6은 최종굴

착 후 예상되는 터널 주변의 변위벡터를 보여주는데 편 토압의 영향을 받아 왼쪽 상단부분의 변위가 크게 나타남을 알 수 있었다.

표 8은 단계별 굴착시 슛크리트 및 벽체에 발생하는 응력을 보여준다. 슛크리트의 경우 허용응력설계법에 따라 설계기준강도가  $210 \text{ kgf/cm}^2$ 인 경우 허용 휨압축응력 및 허용 휨인장응력은 각각  $84 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $6.09 \text{ kgf/cm}^2$

표 6. Rockbolt 축력 (tonf)

구 분	록볼트 최대축력	
	해석결과	작용축력
1 단계	1.5	1.5
2 단계	2.0	2.0
3 단계	1.6	1.6
4 단계	1.9	1.9
5 단계	2.4	2.4
6 단계	2.3	2.3

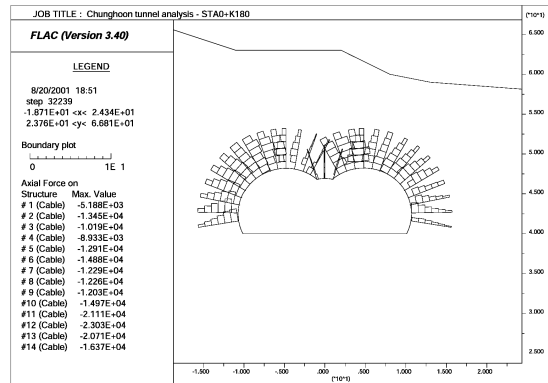


그림 5. 최종굴착 후 발생하는 록볼트 축력 (N)

표 7. 굴착단계별 예상변위량 (mm)

측정 지점	굴 착 단 계					
	1	2	3	4	5	6
a	-	-	0.71	1.32	1.50	1.47
b	-	-	3.82	3.79	5.41	5.32
c	1.24	1.01	1.97	1.82	4.02	3.97
d	-	-	-	-	4.46	4.46
e	-	-	-	-	0.59	1.01

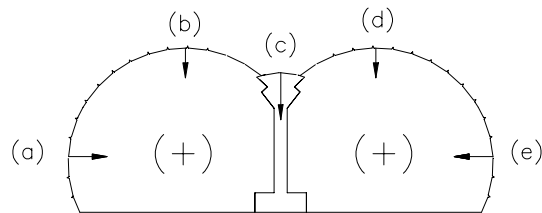


표 8. 슛크리트 및 벽체 응력 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

단계	스�크리트 응력			벽체 응력	
	최대휨	최대휨	최대전단	최대휨	최대휨
	압축응력	인장응력	응력	압축응력	인장응력
1	43.1	13.6	1.8	-	-
2	46.8	-14.5	2.0	-	-
3	92.6	-14.4	4.8	36.6	-10.3
4	98.0	-11.1	5.0	41.8	-15.1
5	68.3	-16.1	2.8	88.3	-56.8
6	69.2	-5.3	2.7	89.6	-58.9

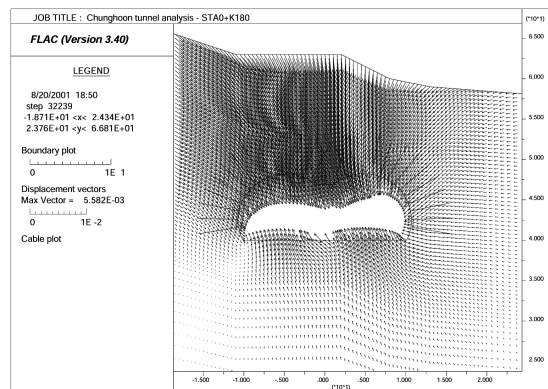


그림 6. 최종굴착 후 예상되는 변위도 (m)

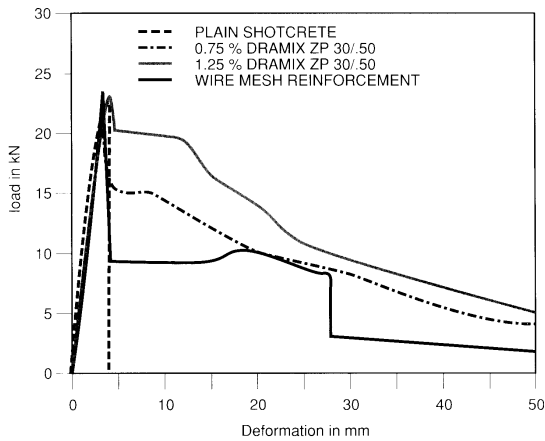


그림 7. 강섬유 슛크리트의 거동 (after Marc Vandewalle, 1997)

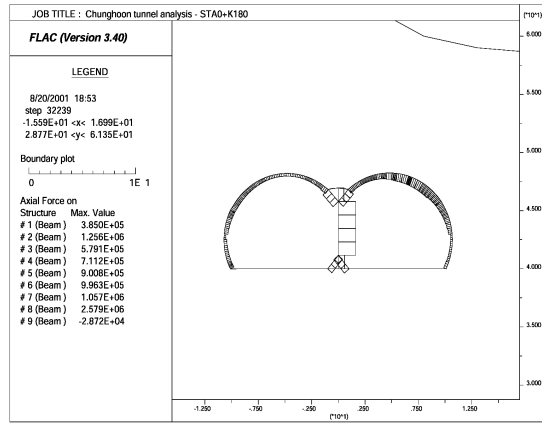


그림 8. 최종굴착 후 발생하는 축력 (N)

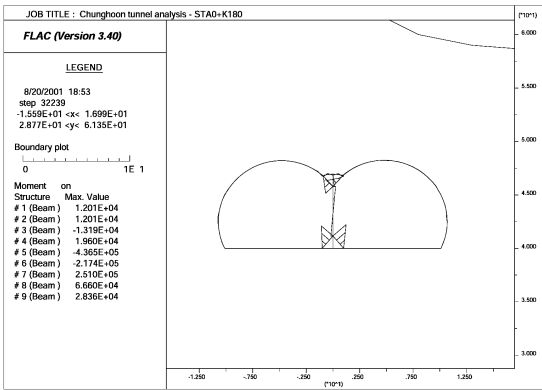


그림 9. 최종굴착 후 발생하는 모멘트 (N-m)

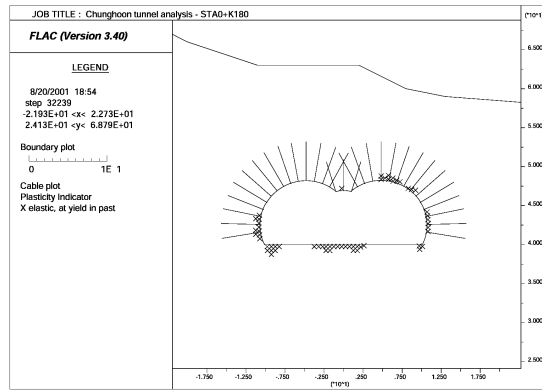


그림 10. 최종굴착 후 예상되는 소성영역

이고, 중앙벽체의 경우 설계기준강도를  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 으로 가정하면 허용 휨압축 및 허용 휨인장응력은 각각  $112 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $7.02 \text{ kgf/cm}^2$ 이다.

표 8에서 볼 수 있듯이, 슛크리트의 경우 굴착단계 3과 4에서 압축응력이 허용압축응력을 초과하며, 굴착단계 2, 3, 4, 5에서 인장응력이 허용인장응력을 초과하며, 중앙벽체의 경우 굴착단계 3, 4, 5, 6 모두에서 압축응력은 허용치 이내이나 인장응력은 모두 허용치를 초과하는 것으로 나타났다.

그러나, 중앙 및 본선터널 표준지보공 P-5에 의한 실제 보강은 천단부에 강관다단, forepoling 및 격자 강지

보공이 시공되지만, 수치해석에서는 이들을 고려하지 못 하였으며, 고려된 응력해방도 100%로 굴착으로 인한 모든 하중을 안전측으로 지보재가 부담하도록 해석하였으므로 실제 슛크리트의 휨응력은 상당히 줄어들 것이다.

또한 그림 7에서와 같이 강섬유 보강 슛크리트의 경우 강도 자체는 별로 증가하지는 않으나 변형을 하면서도 지지력을 잃지 않으므로 변형을 허용하면서 슛크리트에 발생하는 응력이 현저히 줄어들 것으로 예상된다.

그림 8과 9는 각각 최종굴착 후의 슛크리트와 중앙벽체에 발생하는 축력과 모멘트도를 보여주며, 그림 10은 터널주변에 발생하는 소성영역을 나타낸다.

## 4. 결과 분석 및 결론

일반적으로 터널을 굴착함에 따라 굴착면 주변은 원지반과는 다른 응력분포를 보이게 되고, 주변지반은 응력 재분배에 따른 이칭효과가 발생하여 원래의 최대 주응력 및 최소 주응력과는 그 크기와 방향이 달라져 일축압축 상태가 되어 소성상태에 도달한다. 이러한, 소성영역이 과다해지면 지보재에 이완하중으로 작용하여 터널의 안정에 불리한 요소로 작용하므로 그에 상응하는 적절한 지보시스템 설계가 필요하다. 지반의 소성상태가 파괴를 의미하는 것은 아니지만, 소성영역이 과다한 경우 파괴로 발전할 가능성이 크므로 지반이완 방지를 위해 시공에 만전을 기하여야 할 것이다. 해석단면에 대해 터널표준단면, 표준 지보패턴, 지반 및 지보재 물성치를 사용하여 수치해석을 실시한 결과를 정리하면 다음과 같다.

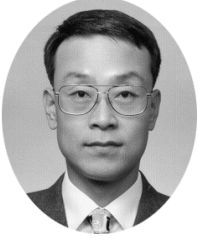
1. 터널주변에 발생된 최대변위는 STA0K+180 지점의 경우 천단 5.41mm, 내공 1.50mm로서 그다지 큰 변위가 발생할 것으로 예상되지 않는다. 또한, 굴착단계별로 최대 압축응력과 최소 인장응력이 슛크리트 및 중앙벽체의 허용휨응력을 초과하는 것으로 나타났다. 따라서 시공 중 계측을 통한 응력변화의 추이를 관측하여 유사시 적절한 조치를 취할 수 있도록 하여야 할 것이다.
2. 터널 굴착과정에서 터널 천정부의 암반췌기의 이탈은 터널 및 터널주변에 과다한 변위를 일으켜 터널에 과다한 응력을 발생시킬 우려가 있다. 록볼트는 이러한 암반췌기의 이탈을 방지하여 굴착면 주변 암반의 내하능력을 높여주는 역할을 한다. 해석 결과에 의하면 록 볼트에 발생하는 최대 축력은 허용응력을 초과하지 않는 것으로 나타났다. 그러나, 시공 중 계측을 통한 응력변화의 추이를 관측하여 유사시 적절한 조치, 예를 들면 록볼트의 수를 증가시키는 등의 조치를 취할 수 있도록 하고 특히, 절리의 불연속면 방향을 고려하여 록 볼트를 시공하여야 할 것이다.

3. 중앙벽체는 상부의 이완하중을 지반으로 전달하는 구조물로서, 작용하는 최대 휨인장응력은  $58.9 \text{ kgf/cm}^2$ 으로 설계강도  $280 \text{ kgf/cm}^2$ 에 해당하는 허용인장응력  $7.02 \text{ kgf/cm}^2$ 보다 크게 계산되었으나 설계시 중앙벽체에는 철근을 보강하여 작용하중에 견디도록 계획되었으므로 벽체 안정에는 큰 문제가 없을 것으로 사료된다.
4. 지층구조, 발생 변위, 지보재 응력 등을 미루어 종합적으로 판단하면, 터널 갱구부 시점인 STA0+180 지점의 안정성에는 별 문제가 없을 것으로 판단되며, 이곳을 시공할 때 계측을 철저히 하는 등의 각별한 주의가 요구된다.
5. 굴착단계별 안정성을 비교한 결과, 우측 분선터널 상부 반단면 굴착(5 단계)시의 안정성이 오히려 최종굴착 후의 안정성 보다 취약한 것으로 나타났다.

수치해석 결과는 지반의 다양한 조건들 즉, 절리, 파쇄대, 단층대 등과 같은 불연속면 등을 충분히 고려할 수 없고, 불균질한 지반을 정확히 조사하는 것은 한계가 있어 지반물성치 산정에는 항상 불확실성이 내재하므로 해석 결과를 맹신하지 말고, 시공시 계측을 통한 재검토(Feed Back)를 하여 시공 단계별 응력 및 변위 등을 비교·분석하여 터널의 안정성 확보에 최대한 노력을 기울여야 할 것이다.

### 참고문헌

1. (주)대신구조엔지니어링 (2001), 지반조사보고서 석수동 도시계획도로 (중로1-54, 55호선) 개설공사.
2. Itasca Consulting Group, Inc. (1999) FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.4, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
3. Marc Vandewalle (1997), Tunnelling the world, 5th Edition, N. V. Bekaert S. A., p93.



**유광호**  
수원대학교 토목공학과 조교수  
khyou@mail.suwon.ac.kr



**박연준**  
수원대학교 토목공학과 조교수  
yjpark@mail.suwon.ac.kr

---