

# 발파진동이 터널구조물에 미치는 영향

문훈기<sup>1</sup>, 신종호<sup>2\*</sup>

## Effect of blast-induced vibration on a tunnel

Hoon-Ki Moon, Jong-Ho Shin

**Abstract** In urban areas, it is very often to excavate ground adjacent to existing structures for the construction of new buildings. Deformation and vibration induced by such construction activities may cause damages to the existing structures and petitions from citizens. To secure safety of the existing structures, particularly of tunnels, establishment of general guidelines on vibration have been crucial concerns, although some institutions have their own guidelines which are not generally accepted. This study aims establishing guidelines for tunnel safety due to blast-induced vibration. Numerical methods are adopted for this study. Blast load equation proposed by International Society of Explosive Engineers (2000) is used to decide detonation pressure. Analysis models were obtained from the construction cases of Seoul Metros. By performing dynamic numerical analysis, vibration velocity of an existing tunnel is evaluated. The numerical results are verified by comparing with the field measurement data obtained in excavation sites adjacent to an existing tunnel. Based on the results vibration safety zone is proposed. Influence circle for vibration velocity is drawn and the area not exceeding the allowable vibration velocity is established.

**Keywords:** Blast vibration, tunnel, dynamic numerical analysis, vibration velocity, safety zone, influence circle

**요 지** 도심지내 굴착공사는 기존 지하구조물의 근접시공의 사례가 증가하는 추세이다. 근접시공에 따른 터널의 안정성은 가이드라인이 제시되어 있으나, 굴착공사에서 유발되는 발파진동이 터널구조물에 미치는 영향에 대한 연구는 미미한 실정이다. 본 연구는 국내외의 터널 안전영역 기준과 발파진동의 허용기준을 검토하고 진동가이드라인을 추정하기 위하여 수치해석적인 방법을 사용하여 수행하였다. 해석에 사용된 발파하중은 이론적인 International Society of Explosive Engineers(2000) 제안식을 이용하여 폭굉압력(detonation pressure)을 산정하였고 해석 모델은 서울지하철을 대상으로 하였다. 실제발파현장에 인접한 지하철 구간의 진동계측치를 수치해석결과와 비교하여 수치해석의 적정성을 검토하였다. 동적수치해석 결과 라이닝의 절점에 작용하는 진동속도의 영향원으로부터 허용값을 만족하는 영역을 제시하였다.

**주요어:** 발파진동, 터널, 동적수치해석, 진동속도, 안전영역, 영향원

## 1. 서 론

최근 도시환경정비사업, 뉴타운 건설 등 도심지의 노후화된 건물이나 저밀도 주택을 대형 건물로 대체하는 공사가 빈번하게 발생하고 있다. 국내 대도시는 교통대책의 일환으로 지하철을 활용하고 있으며, 특히 서울시의 경우 1호선~9호선에 이르는 방대한 지하철 노선을 운행 또는 건설 하고 있다. 지하철이 이미 건설되어 있는 주변에서 건물의 신축이나 증축을 계획하는 경우 근접시공이 수반되는 경우가 종종 발생한다. 도심지의 건물은 지상은 고층화되고 지하공간의 활용도가 높아짐에 따라 건물기초의 굴착 깊이가 증가하여 지하철심도까지 근접하기도 하며, 지하주차장이나 건물기초가 임반구간에 위치하는 경우 발

파작업이 수반된다. 근접시공에 따른 기존 지하철터널의 안전영역은 서울시 지하철공사, 부산시 등에서 제시하고 있으나 이는 정적거동 기준으로서 진동에 대한 영향은 고려하고 있지 않다. 국내에는 도로공사 노천발파 설계·시공지침(건설교통부, 2007)이 제정되어 설계시 개략적인 진동의 영향을 고려하고 시공중에 시험발파를 통하여 최종굴착공법을 선정하도록 규정하고 있지만 이는 일반적인 노천발파만을 고려하였다. 만일 지하철노선이 인접한 지역에 굴착공사를 계획하는 경우 기준에 제시된 안전영역은 지반-터널간 역학적 상호거동에 기초한 안정성의 가이드라인은 제시 할 수 있지만 발파진동에 따른 영향은 예측할 수가 없다. 또한 노천발파 설계·시공 지침은 설계시 발파공사비 예측에는 적합하지만 지반조건 및 제반여건을 감안 할 수 없는 실정이다. 따라서 본 연구의 목적은 발파하중을 고려한 동적해석을 수행하여 기존지하철 터널과 이격거리별 진동속도를 예측하고, 라이닝 구조물의 요소

<sup>1</sup>정회원, 건국대학교 토목공학과 박사과정

<sup>2</sup>정회원, 건국대학교 토목공학과 부교수, 공학박사

\*교신저자: 신종호 (jhshin@konkuk.ac.kr)

에 작용하는 진동속도, 변위, 응력 등을 분석하여 터널근접시공에 대한 동적인 영향을 검토하고자 한다.

## 2. 터널 근접시공에 대한 영향성 검토

### 가. 국내외 터널 안전영역 기준

터널주변 근접시공과 관련하여 통일된 지침은 없지만 국내외의 몇몇 기관들은 자체적인 관리기준의 안전영역을 설정하여 운영하고 있다. 서울 지하철 터널 안전영역 규정은 서울 지하철 3, 4호선 건설구간 중 도심부에서 NATM 공법으로 터널을 시공하기 위한 설계 및 시공감리 과정에서 그림 1과 같이 제시되었다.

부산시에서는 부산 지하철 1호선 건설 당시 그림 2와 같이 터널 안전영역을 설정·운영하였다. 영역별 세부기준은 표와 같다.

국내에서 적용되는 2개의 관리기준을 살펴보았는데 이와 같이 안전영역에 대한 자료가 적은 것은 터널 안전영역의 설정조건이 매우 까다롭고 거동 자체가 복잡하므로 특정한 지반조건 및 터널 규격 등에 대한 기준 설정이 어렵기 때문인 것으로 판단된다.

일본에서는 일반적으로 터널안전영역을 그림 3과 같이 터널 주변 0.5 m의 보호폭과 5 m의 보호층으로 설정하여 적용하고 있는데, 이는 역학적 검토에 따른 영역설정이라기보다 환경적 측면을 고려한 개념으로 알려져 있다(RTRI, 1995).

이와 같이 국내외의 근접시공에 대한 기준은 터널의 정적 안정성을 토대로 안전 및 주의영역으로 구분하고 있으나, 근접시공에 따른 터널의 동적거동에 대한 기준은 명확하지 않다. 동적검토방법은 진동추정식을 사용하여 결정된 진동속도를 허용진동속도와 비교하는 방법을 주로 이용하고 있으나 이는 경험적 방법으로서 다양

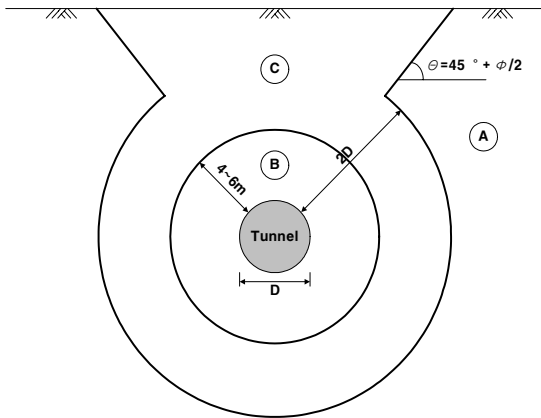


그림 1. 서울지하철 건설 시 터널 안전영역(3, 4호선 기준)

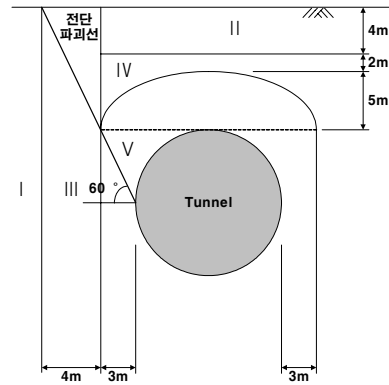


그림 2. 부산지하철 1호선 건설 시 터널 안전영역(1호선 기준)

표 1. 서울 지하철 터널 안전영역

안전 영역	범위구분	정의	특이사항	비고									
A	B, C 영역을 제외한 영역	시공 가능	지하수위 영향 발파진동 영향고려 필요										
B	터널 굴착면 외곽 4~6 m	시공 불가	터널안정에 즉각적 영향을 미치므로 시공 불가										
	<table border="1"> <tr> <td>지반</td> <td>단 선</td> <td>복 선</td> </tr> <tr> <td>풍화토, 풍화암</td> <td>6 m</td> <td>6 m</td> </tr> <tr> <td>연암, 경암</td> <td>4 m</td> <td>6 m</td> </tr> </table>				지반	단 선	복 선	풍화토, 풍화암	6 m	6 m	연암, 경암	4 m	6 m
	지반				단 선	복 선							
풍화토, 풍화암	6 m	6 m											
연암, 경암	4 m	6 m											
연암, 경암	4 m	6 m											
C	터널 굴착면 외곽으로 터널직경의 2배까지의 영역 및 파괴선( $\theta = 45 + \phi/2$ )상부 영역	제한조건 하 시공 가능	인접구조물의 종류, 하중상태, 지반조건 등을 고려하여 공법 선정										

표 2. 부산 지하철 터널 안전영역(부산시)

구분	안전영역의 정의	비 고
I	지하부지 사용에 제한 없음	- 지반조건 풍화암 - 복선티널(NATM)
II	지상 3층, 지하 1층, 지상 5층 이하 가능	
III	조건부 제한범위(토류공 계획)	
IV	조건부 제한범위(시공 시 가설재 설치만 가능)	
V	구조물 침범 불가영역	

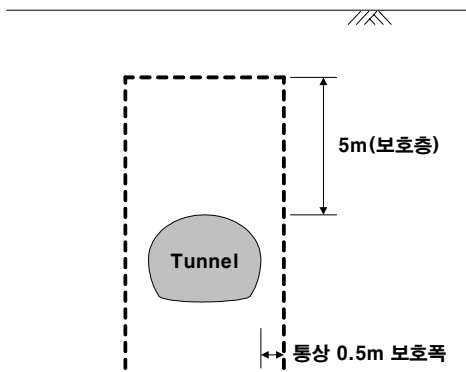


그림 3. 일본의 통상적 터널 보호영역

한 요소를 정확히 고려하여 평가하는데 한계가 있다. 본 연구에서는 근접시공에 따른 발파진동이 기존 터널구조물에 미치는 동적저동을 파악하기 위하여 발파하중의 적용거리, 지반상태, 토피조건등을 변화하여 시간이력 해석을 수행하였다.

**나. 구조물 진동관리기준 분석**

해석결과를 분석하거나 유용하게 활용하기 위해서는

진동관리기준의 설정이 요구된다. 국내의 통상적인 발파진동기준은 표 3과 같고 국내 터널 설계기준의 발파진동기준 허용치는 표 4에 나타내었다.

본 연구의 검토대상인 지하철 터널구조물의 발파진동 허용기준은 제시된 바가 없으나 국내의 기준을 검토한 결과 1~3 cm/sec의 허용진동기준이 적합한 것으로 판단되므로 본 해석에서는 진동제어기준을 안전측인 1 cm/sec로 설정하여 분석하였다.

**3. 발파진동의 수치해석적 모델링**

**가. 동적해석모델**

**(1) 발파하중**

터널에서 이격된 여러 위치에서 발파진동을 발생시키는 경우 발파현상을 프로그램 내에서 정확하게 모사할 수 없으므로 모델경계면에 발파하중을 가하는 형태로 수행하는 것이 일반적이다. 입력자료로 사용되는 발파하중은 이론적인 계산식 및 경험식에 의해 추정된 폭굉압력을 사용하고 있으며, 주로 단일공 발파를 기준으로 제안되고, 시간에 따른 발파압력곡선은 간단한 sine 파의 형태를 띠는 것으로

표 3. 발파진동 허용기준(암발파 설계 및 시험발파 작성지침 2003.3 건설교통부)

구 분	유적, 문화재, 컴퓨터시설물	주택, 아파트	상 가	철근콘크리트 건물 및 공장
진동치(cm/sec)	0.2	0.3~0.5	1.0	1.0~5.0

표 4. 구조물 손상 기준 발파진동 허용치(터널설계기준 2007)

구 분	문화재 등진동 예민 구조물	조적식(벽돌, 석재등)벽체와 목재로 된 천장을 가진 구조물	지하기초와 콘크리트 슬래브를 갖는 조적식 건물	철근콘크리트 골조 및 슬래브를 갖는 중소형 건축물	철근 콘크리트, 철근 골조 및 슬래브를 갖는 고층 아파트 이상의 대형건축물
허용 입자속도 (cm/sec)	0.3	1.0	2.0	3.0	5.0

간주하는 것이 일반적이다. 본 연구에서는 International Society of Explosive Engineers(2000) 제안식을 이용하여 폭굉압력을 산정하였고 폭굉압력 추정식은 다음과 같다.

$$P_D = 2.5 \times 1/2_e \times D_e^2 \times 10^{-6} \quad (3-1)$$

여기서,  $P_D$  : detonation pressure(kbar)  
 $1/2_e$  : explosive density(g/cm<sup>3</sup>)  
 $D_e$  : detonation velocity(m/s)

상기 식에 의하여 구한 공벽면에 작용하는 폭굉압력은 밀장전된 경우에 적용되는 것으로서, 발파진동의 저감을 위하여 주로 사용되는 Decoupling 효과를 고려할 때 공벽면에 작용하는 폭굉압력은 그림 4와 같이 산정할 수 있다.

$$P_B = \left[ \frac{d_c}{d_h} \right]^3 \times P_D \quad (3-2)$$

여기서,  $P_B$  : decoupled detonation pressure  
 $d_c$  : charge diameter (mm)  
 $d_h$  : borehole diameter(mm)  
 $P_D$  : detonation pressure(kbar)

실제로 발파에 의해 공벽에 작용하는 폭굉압력은 시간에 따라 변하는 시간이력 함수로서 일반적으로 많이 적용되는 감쇠함수는 Starfield(1968) 등이 제안한 창함수(window function)로 폭굉압력에 대한 시간이력을 구한다.

$$P_D(t) = 4 \times P_B \times \left[ \exp\left(\frac{-Bt}{\sqrt{2}}\right) - \exp(-\sqrt{2} Bt) \right] \quad (3-3)$$

여기서,  $P_D$ : detonation pressure(kbar)

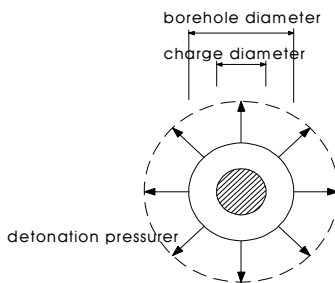


그림 4. 발파하중 모식도

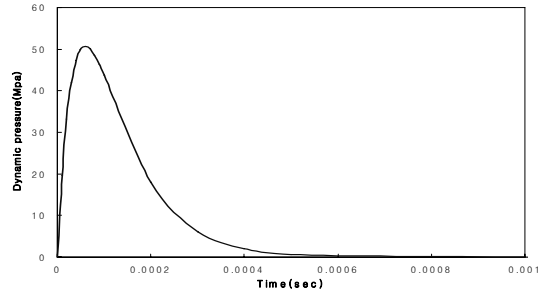


그림 5. 발파하중

$P_B$ : decoupled detonation pressure  
 $B$  : 하중상수(16,338)     $t$ : time

비중 1.2 폭속 5,900 m/sec의 국내산 에멀전 계열의 폭약으로부터 폭굉압력을 계산하였고, 이에 따라 본 연구에 적용한 발파하중은 그림 5와 같다.

최대발파하중은 50.7 MPa이며 하중지속시간 0.001 sec, 해석시간 0.25 sec를 적용하였다. 발파하중은 원형인 발파공의 공벽에 작용하며 본 해석은 발파공의 연직 상태를 모델링 하였으므로 계산된 폭굉압력의 50%에 해당하는 압력을 발파하중으로 사용하였다.

(2) 경계조건

일반적인 경계조건을 설정할 경우 파가 반사되는 효과가 발생하며, 본 해석적용 시에는 Lysmer와 Wass(1972)가 제안한 인공경계의 일종인 점성경계(quiet boundary)를 사용하였다.

- x 방향 점성경계( $C_p$ )

$$C_p = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{W \cdot 9.81}} = c_p \cdot A \quad (3-4)$$

- y 방향 점성경계( $C_s$ )

$$C_s = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \cdot 9.81}} = c_s \cdot A \quad (3-5)$$

$\rho$ : 질량(ton/m<sup>3</sup>)     $W$ : 단위중량(tonf/m<sup>3</sup>)

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

여기서,  $\lambda$  : 체적탄성계수( $\text{tonf/m}^2$ )  
 $G$  : 동전단탄성계수( $\text{tonf/m}^2$ )  
 $A$  : 단면적( $\text{m}^2$ )  
 $E$  : 동탄성계수( $\text{tonf/m}^2$ )  
 $v$  : 동포아송비

**나. 해석 방법**

본 연구에서는 해석은 탄성조건하의 시간이력해석을 MIDAS/GTS를 이용하여 수행하였으며 각 해석 CASE 별 모드형상과 고유주기를 구하기 위하여 자유진동해석 (free vibration analysis)을 수행한 후 Natural Frequency 를 결정하였다. 비감쇠 자유진동 조건하의 모드형상(mode shape)과 고유주기(natural periods)를 구하기 위해 사용된 특성방정식은 다음과 같다.

$$K \phi_n = w_n^2 M \phi_n \quad (3-6)$$

여기서,  $K$  : 구조물의 강성행렬(stiffness matrix)  
 $M$  : 구조물의 질량행렬(mass matrix)  
 $w_n^2$  : n번째 모드의 고유치(eigenvalue)  
 $\phi_n$  : n번째 모드의 모드형상(mode vector)

자유진동해석은 구조물 고유의 동적 특성을 분석하는데 사용되며 고유치 해석이라고도 한다.

고유치해석을 통해 구해지는 구조물의 주요한 동적특성은 고유모드, 고유주기 그리고 모드기여계수(modal participation factor)등이며 이들은 구조물의 질량과 강성에 의해 구해진다. 결정된 모드형상과 고유주기를 시간이력 해석시 입력값으로 적용하였고, 파의 감쇠효과(damping)를 적용하기 위해서 Rayleigh 감쇠비 5%를 적용하였다. 시간이력해석(time history analysis)에 적용된 동적평형 방정식은 다음과 같다.

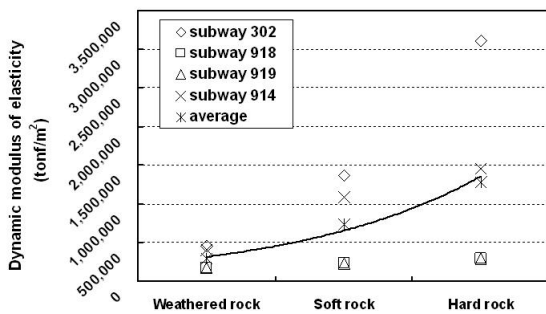
$$[M]\ddot{u}(t)+[C]\dot{u}(t)+[K]u(t)=P(t) \quad (3-7)$$

여기서,  $[M]$  : 질량행렬(mass matrix)  
 $[C]$  : 감쇠행렬(damping matrix)  
 $[K]$  : 강성행렬(stiffness matrix)  
 $P(t)$  : 동적하중(dynamic load)  
 이고  $u(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $\ddot{u}(t)$ 는 각각 변위, 속도, 가속도를 의미한다.

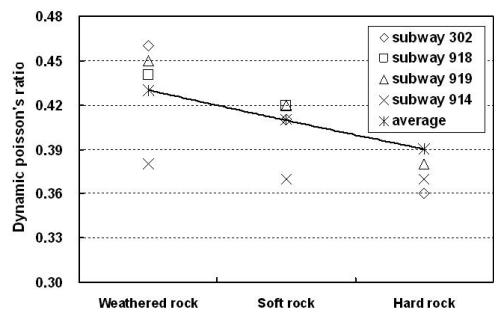
시간 이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우에 구조물의 동적특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물의 거동(변위, 부재력등)을 동적 평형방정식을 이용하여 계산하는 것이며, 본 해석에서는 시간 이력해석의 모드중첩법(modal superposition method)을 사용하였다.

**다. 동적지반계수**

발파하중에 따른 터널 구조물의 영향을 동적해석으로



(a) 동탄성계수



(b) 동포아송비

구 분	동탄성계수( $\text{tonf/m}^2$ )	동포아송비
풍 화 암	300,000	0.43
연 암	734,000	0.41
경 암	1,285,000	0.39

(c) 적용동적물성치

그림 6. 해석적용 동적물성치

검토할 때 동적지반계수의 결정은 매우 중요하다. 일반적으로 동적 지반계수를 구하는 방법은 현장시험으로 MASW, Downhole Test, SPS 검층등이 있고, 실내시험은 공진주 시험, Bender Element 시험, 진동삼축시험 등이 있다. 본 연구에서는 근접시공에 따른 기존구조물의 진동의 영향을 검토하기 위해 기반암을 풍화암, 연암, 경암으로 가정하여 시간이력해석을 수행하였으므로 각각의 암질의 대표성을 갖는 동적 물성치가 필요하다. 연구대상지반의 최근 조사된 지반자료(서울시 지하철 302공구, 914공구, 918공구, 919공구 지반조사보고서 참고)의 동적물성치를 분석하여 그림 6(c)와 같이 적용물성치를 산정하였다.

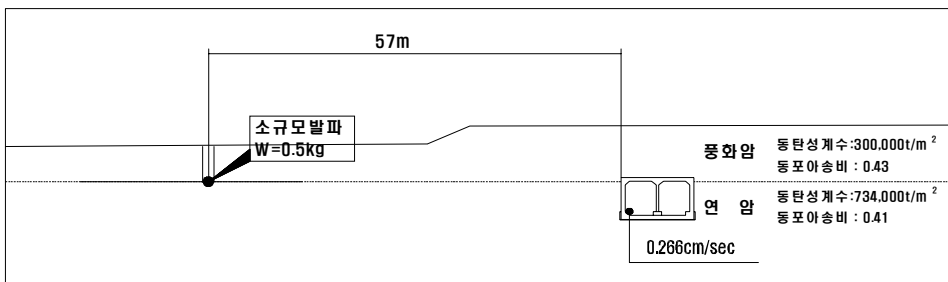
### 라. 수치해석 방법의 검증

동적수치해석 방법의 적정성을 검증하기 위하여 『OO 건설공사』의 발파진동 및 소음 상시 계측보고서를 참조하였다. 검증방법은 실제 현장여건을 동일하게 모델링하고 앞 절에서 설명한 동적수치해석 방식으로 해석을 수행하여 얻어진 결과값과 공사중에 실제 계측한 발파

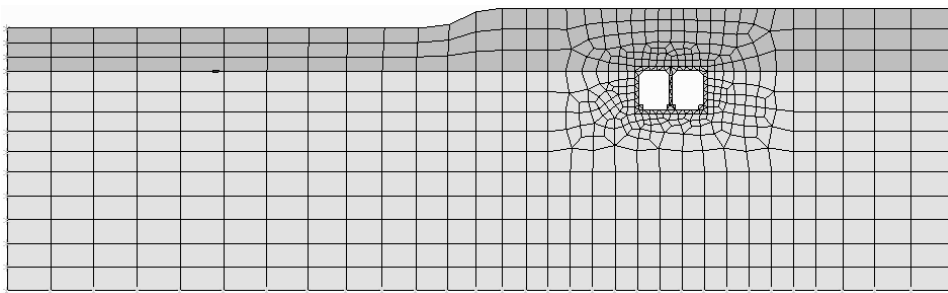
진동값을 비교 하여 수치해석의 모델링의 적정성을 평가하고자 하였다.

해석대상 현장의 터파기 공사시 천공장은 2.0 m, 지발당 장약량 0.5 kg이었으며, BOX 좌측하단부에서 계측된 진동속도는 0.266 cm/sec였다. 발파구간의 현황 및 수치해석 모델은 그림 7과 같다.

수치해석 결과는 계측장소와 동일한 BOX 좌측하단부에서의 X방향 진동속도를 시간에 따라 표기하였고, 그림 8에 보인 바와 같이 최대진동속도는 0.510 cm/sec로 계측값인 0.266 cm/sec보다 크게 나타났다. 이는 이론식을 이용한 발파하중은 폭약에 의한 폭발상태를 이상적인 것으로 가정하고 폭발에너지를 구하는 것이 일반적이므로, 실제 발파압력보다 높은 압력을 가지는 것으로 계산되며, 실제 발파시에는 폭발로부터 발생하는 모든 에너지가 발파진동의 전달에 사용되는 것이 아니므로 계측된 발파진동치가 이론값을 적용한 수치해석 결과보다 적게 계산된 것으로 생각된다. 수치해석 결과가 현장에서 계측된 값보다 보수적인 값을 보이고 있어 본 연구의 수치해석방법은 대체로 적정한 것으로 판단된다.



(a) 발파 현황



(b) 수치해석 모델링

그림 7. 발파현황 및 수치해석 모델

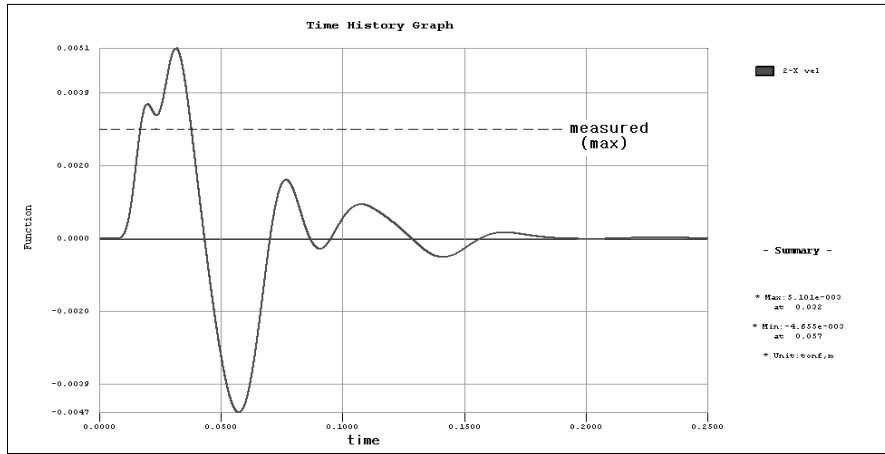


그림 8. 해석 결과

#### 4. 수치해석 및 영향원 평가

##### 가. 수치해석모델링

본 해석은 도심터널로서 서울지역에 건설된 지하철 터널의 평균적인 형상을 모델로 하였다. 서울 지하철의 평균심도는 대략 13.7 m에서 22.6 m로 분포한다. 발파 굴착에 따라 터널구조물에 미치는 영향을 확인하기 위하여 가장 대표적인 경우로서 토피고가 2D일 경우를 가정하여 수치해석 모델로 결정하였다.

앞 절에서 서술한 터널의 안전영역기준을 살펴보면 서울지하철 터널 안전영역기준(서울특별시 지하철 공사, 1983)에서는 단선터널의 경우 시공 불가 영역을 암중에 따라(풍화토, 풍화암 6 m, 연경암 4 m) 다르게 적용하고

있으며, 부산지하철 터널 안전영역은 풍화암의 복선터널의 경우 전단파괴선을 기준으로 3~4 m 이격 구간으로 선정하고 있다. 일본 안전영역 기준(철도 종합기술연구소, 1995)에서는 터널안전 영역을 터널주변 0.5 m의 보호폭과 5 m의 보호층으로 설정하여 적용하고 있으며 잔존토 피비를 통해 근접도를 결정하고 있다. 따라서 본 연구에서는 굴착이격거리를  $D1 = 7.0$  m,  $D2(D1+1d) = 14.0$  m,  $D3(D1+3.5d) = 31.5$  m,  $D4(D1+6d) = 49.0$  m로 선정하였다. 또한 기존터널 라이닝구조물에 작용하는 진동 속도 및 응력을 확인하기 위하여 1~8의 절점을 설정하였다. 그림 9는 심도에 대한 모델 CASE를 정리한 것이며, 그림 10은 해석 CASE(발파위치)와 관심절점위치를 표시한 것이다.

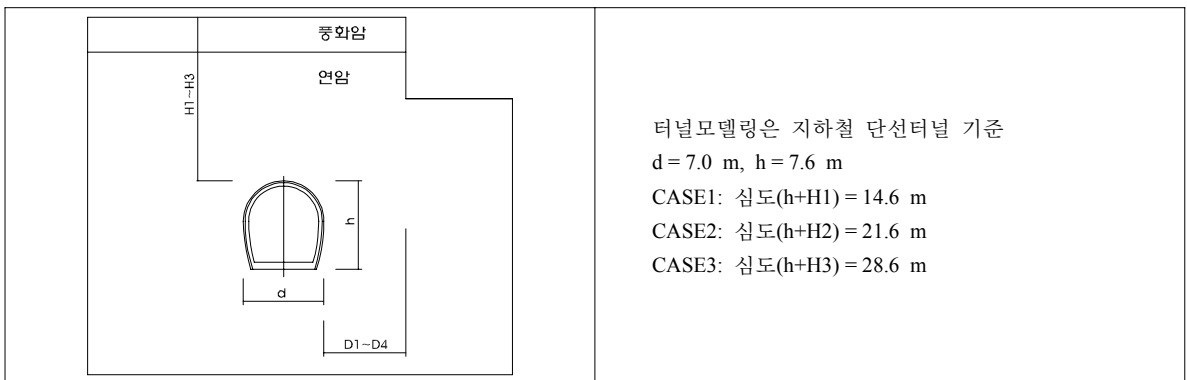


그림 9. 터널 심도 결정

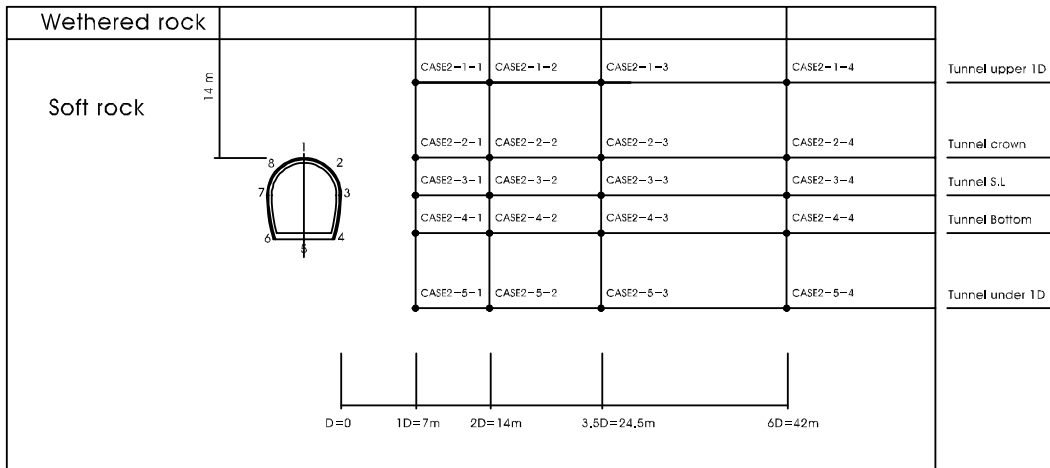
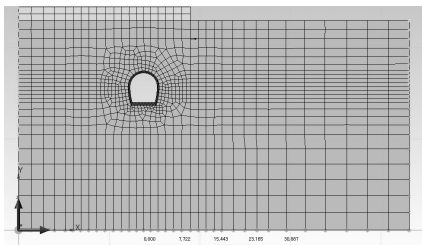
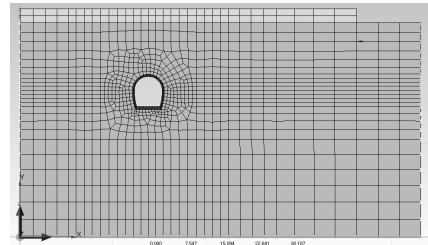


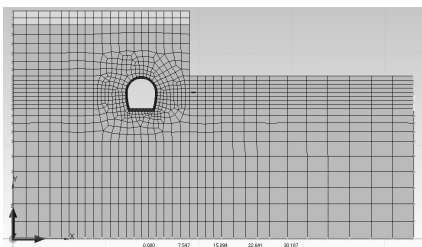
그림 10. 해석 CASE 개요도



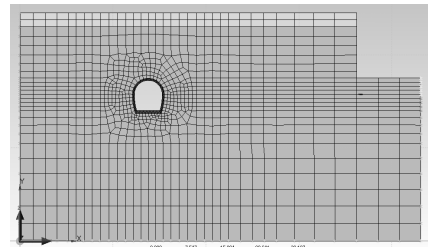
(a) CASE2-1-1



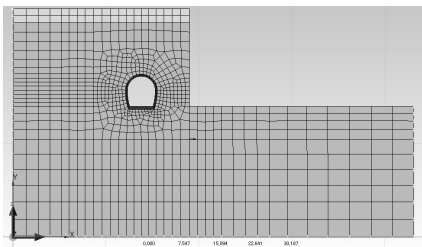
(b) CASE2-1-4



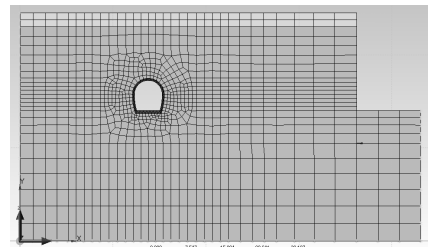
(c) CASE2-3-1



(d) CASE2-3-4



(e) CASE2-5-1



(f) CASE2-5-4

그림 11. 주요해석 모델

www.kci.go.kr



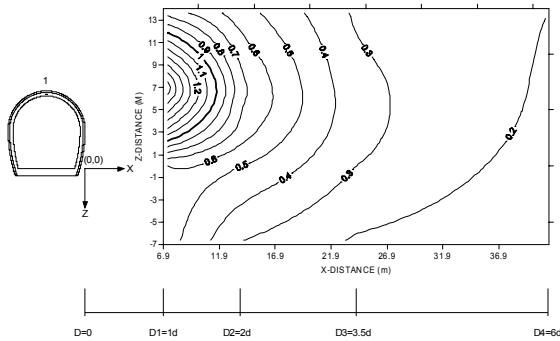
발파하중의 작용위치별 주요구간의 해석모델은 그림 11과 같다.

**나. 해석결과**

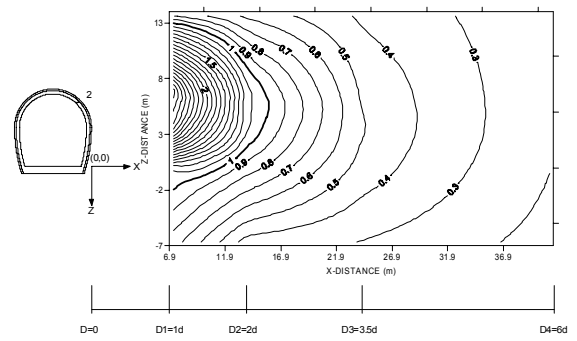
1D 이격시 터널 라이닝 벽면의 절점별 진동속도는 0.025초 이내에 4.455 cm/sec(CASE2-3-1, node3) ~ 0.296 cm/sec(CASE 2-5-1, node8)로 나타났다. 터널크

라운부에서 발파하중을 작용시킨 CASE 2-2-1의 경우 node 2에서 최대값 2.955 cm/sec의 진동속도가 발생하였으며 이외의 경우에는 node 3에서 최대진동속도가 발생하는 것으로 분석되었다.

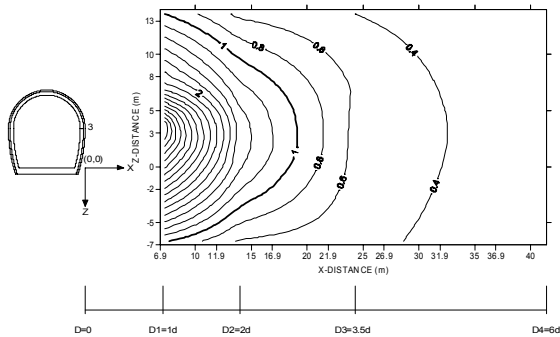
2D 이격시 터널 라이닝 벽면의 절점별 진동속도는 0.05초 이내에 1.558 cm/sec(CASE2-3-2, node3)~0.185 cm/sec(CASE 2-5-2, node8)로 나타났다. 터널하부 1D



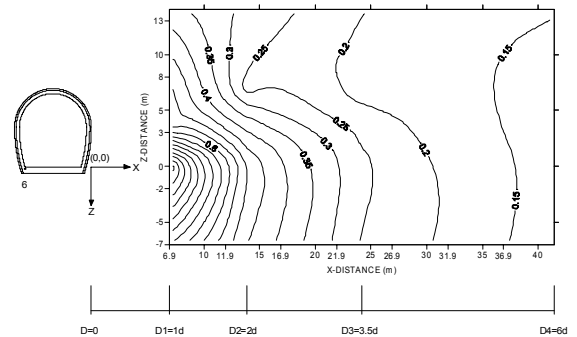
(a) node 1 진동속도 영향원



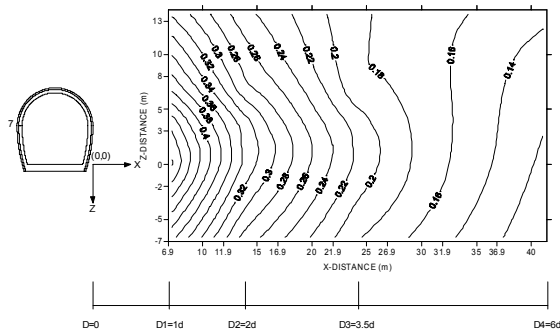
(b) node 2 진동속도 영향원



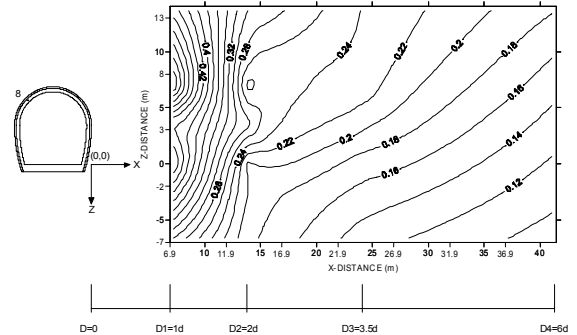
(c) node 5 진동속도 영향원



(f) node 6 진동속도 영향원



(g) node 7 진동속도 영향원



(h) node 8 진동속도 영향원

그림 12. 터널 라이닝 위치별 진동 영향원

에서 발파하중을 작용시킨 CASE 2-5-2의 경우 node 4에서 최대값 0.691 cm/sec의 진동속도가 발생하였으며 이외의 경우에는 node 3에서 최대진동속도가 발생하는 것으로 분석되었다.

3.5D 이격시 터널 라이닝 벽면의 절점별 진동속도는

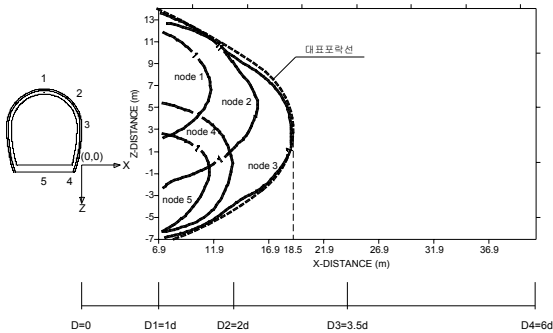


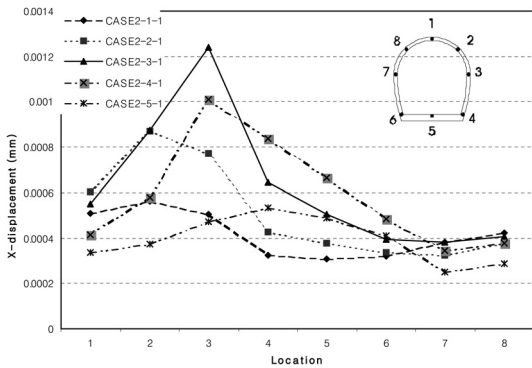
그림 13. 허용진동속도의 대표포락선

0.05초 이내에 0.584 cm/sec(CASE2-2-3, node3)~0.127 cm/sec(CASE 2-5-3, node8)로 나타났다. 3.5D 이격시는 모두 node 3에서 최대진동속도가 발생하는 것으로 분석되었다.

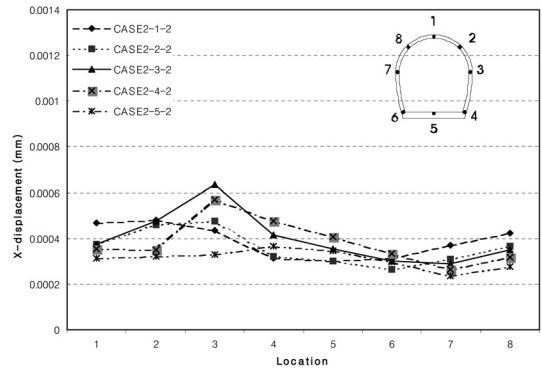
6D 이격시 터널 라이닝 벽면의 절점별 진동속도는 0.05~0.1초 사이에 0.252 cm/sec(CASE2-3-1, node3)~0.089 cm/sec(CASE 2-5-1, node8)로 나타났다. 6D이격시에는 모두 node 3에서 최대진동속도가 발생하는 것으로 분석되었다. 각 절점별 최대진동속도는 발파지점과의 거리에 비례하는 경향을 나타냈으며 굴착면 반대방향(라이닝 좌측) 구간의 진동속도는 상대적으로 낮은 값을 나타냈으며 이는 터널내부 공동이 방진공의 역할을 한 것으로 판단된다.

#### 다. 영향원 평가

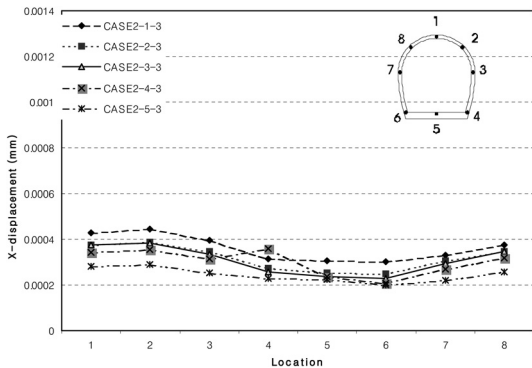
발파하중의 작용위치를 수평, 연직으로 변화함에 따른



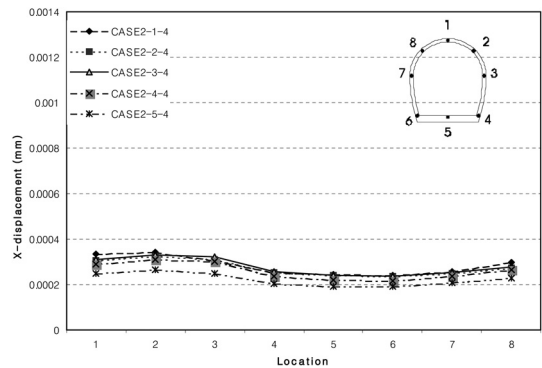
(a) 1D 이격시 라이닝 변위



(b) 2D 이격시 라이닝 변위



(c) 3.5D 이격시 라이닝 변위



(d) 6D 이격시 라이닝 변위

그림 14. 이격거리별 라이닝의 변위

터널 단면의 8개 지점에서 측정된 진동속도를 영향원으로 표시하면 그림 12와 같고 라이닝콘크리트의 허용진동속도를 1 cm/sec로 가정하는 경우 이 선 내부의 구간에서는 본 해석에 입력된 발파 굴착보다 진동을 제어하여야 함을 나타낸다.

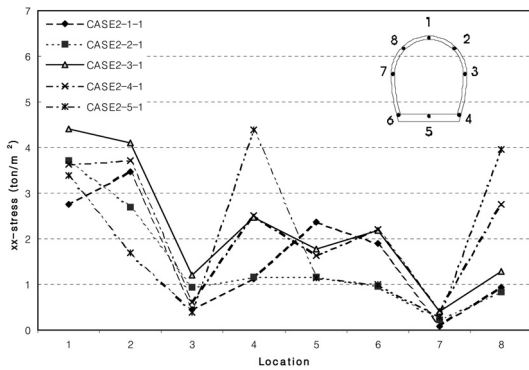
라이닝 위치별 진동영향원 및 이격거리별 대표해석 결과를 분석하면 그림 13과 같이 굴착면과 인접한 node 3에서 가장 큰 진동속도를 보이고 있으며 허용진동속도를 1 cm/s로 가정할 경우 이 값을 만족하는 이격거리는 18.5 m 정도임을 알 수 있다. 이는 터널구조물과 18.5 m 이내로 이격된 구간은 본해석에 사용된 발파공법보다는 진동수준을 낮게 제어하는 방안을 검토할 필요가 있을 것이다. 그러나 터널 라이닝콘크리트 구조물에서 굴착면과 인접한 우측라이닝(node1~4) 이외의 좌측구간에서는 허용진동속도에 미치지 못하는 진동속도를 보이

고 있다. 이는 터널구간의 공동이 발파진동을 차단하는 방진구 역할을 한 것으로 판단된다.

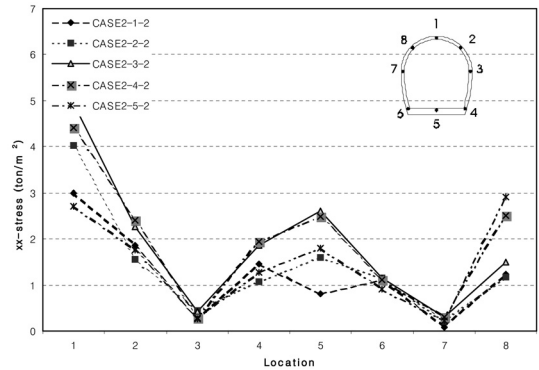
**라. 변위 및 응력 평가**

그림 14는 발파하중원과 라이닝의 이격거리별 각절점에서 발생한 최대 변위를 정리한 것이다. 최대 변위는 1D 이격시 터널스프링라인부에 발파하중을 작용할 경우 0.01238 cm 이었고 이격거리별 라이닝의 변위의 경향을 보면 2D~3.5D 이격시 발파하중의 작용위치가 변하더라도 변화량이 미소하며 이는 진동속도의 경향과도 비슷한 결과를 나타낸다.

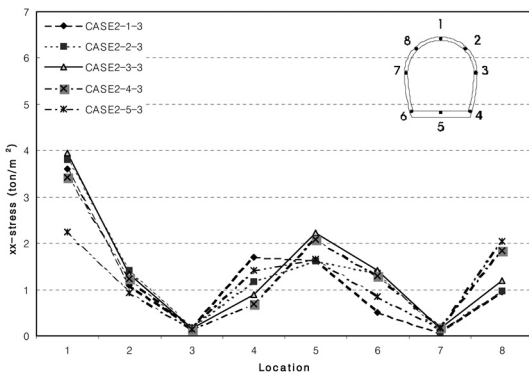
그림 15는 발파하중원과 라이닝의 이격거리별 각절점에서 발생한 최대 응력을 보인 것이다. 라이닝에 작용하는 최대응력 4.396 ton/m<sup>2</sup>으로 나타났으며 이는 라이닝콘크리트의 정적해석시 허용응력보다 작은 값이다.



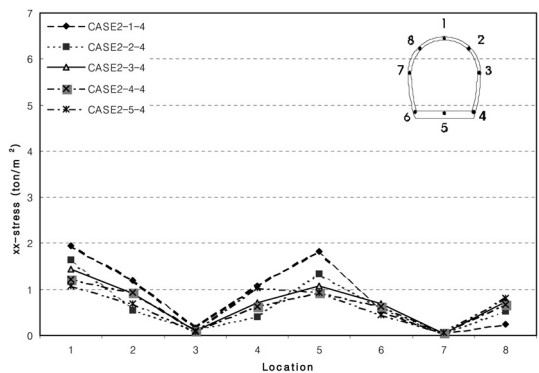
(a) 1D 이격



(b) 2D 이격



(c) 3.5D 이격



(d) 6D 이격

그림 15. 이격거리별 라이닝의 응력

## 5. 결 론

본 연구에서 기존 터널에 근접하여 발파굴착공사를 실시하는 경우 터널라이닝에 미치는 동적영향을 분석하였다. 국내에는 터널 근접시공에 대한 안정성을 안전 및 주의영역으로 구분하고 있고, 발파진동은 구조물의 사용목적과 손상기준에 따라 허용진동 속도를 제시하고 있다. 따라서 국내의 기준을 토대로 터널구조물의 허용진동속도를 1 cm/sec로 가정하여 분석을 수행하였다. 수치해석은 일반적인 터널 설치심도의 연암지반에서 지발당 장약량 0.125 kg의 발파하중을 이격거리와 심도를 달리하면서 작용하여 발파진동에 대한 시간이력해석을 수행하였다.

통상적인 조건의 서울지하철 구간을 가정하여 터널과 이격거리 및 굴착심도에 따라 20개소의 위치에서 발파하중을 작용하여 수치해석을 수행한 결과 터널 라이닝의 절점별 진동속도를 파악할 수 있었다. 본연구의 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 폭굉압력은 전체발파하중의 50%로 모델링 하였는 바, 실제 측정치와 비교 검증결과 해석치는 측정치의 약 52%에 해당되어 다소 과대평가되는 경향을 보였으나 측정지반의 불확실성 그리고 해석결과 적용의 보수성 등을 고려할 때 무리가 없는 것으로 판단된다.
2. 허용진동속도를 만족하는 영향원은 타원과 유사한 형태로 나타났으며 수평방향으로 2.6D(18.5 m), 수직방향으로 1D이내에서는 진동제어가 필요한 것으로 분석되었다. 이는 서울지하철 시공과정에서 정립된 정적안전영역인 원형 형태의 2D 기준(제약조건하 시공가능) 보다 수평방향으로는 더 넓은 구간이 수직

방향으로는 더 좁은 영역으로서 동적안전에 대한 별도의 기준검토가 바람직 한 것으로 판단된다.

3. 대표단면의 해석결과 라이닝 측벽부에서 발생하는 최대 변위는 0.124 mm, 최대응력은 4.386 ton/m<sup>2</sup>로 나타났다. 이 값은 정해석시 허용응력보다 작은 값으로 동해석시 진동속도와 응력의 관계는 향후 추가연구를 수행하여야 할 필요성이 있다고 생각한다.

## 참고문헌

1. OO건설 컨소시움 (2007), “발파진동 및 소음 상시계측 보고서”, 동남권 유동단지 이주전문상가 OO 건설공사.
2. 건설교통부 (2007), “도로공사 노천발파 설계·시공 지침”.
3. 마이더스아이티, “MIDAS GTS. 03 Analysis Reference”, pp. 53-79.
4. 문훈기 (2008), “근접시공에 따른 터널구조물의 발파진동영향검토”, 공학석사학위논문, 건국대학교.
5. 송정락 (1995), “지반 진동학”, 엔지니어즈.
6. 최성웅, 박의섭, 선우춘, 정소걸 (2004), “실측진동파형을 이용한 발파 동해석기법에 관한 연구”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회지 pp. 108-120
7. 한국지반공학회 (1997), “진동 및 내진설계”, 구미서관.
8. 한국터널공학회 (2007), “마포로 5구역 제 12-2지구 도시환경정비 사업에 따른 인접터널 구조물 영향 검토”, 연구보고서.
9. 한국터널공학회 (2007), “터널설계기준”.
10. Bollinger, G.A. (1971), “Blast Vibration Analysis”, Southern Illinois University.
11. Dowding, C. H. (1985), “Blast vibration monitoring and control”, Northwestern University.
12. Richart, F.E., Woods, R.D. and Hall, J.R. (1969), “Vibration of soils and foundations”, Prentice-Hall.
13. RTRI (1995), “Maintenance Age on Railway Infrastructures”, Vol. 36, No. 2.



**문 훈 기**

건국대학교  
토목공학과  
박사과정

E-mail: mhk@ymeng.co.kr

---



**신 종 호**

건국대학교  
토목공학과  
부교수, 공학박사

E-mail: jhshin@konkuk.ac.kr

---