

발파진동이 인접한 터널의 콘크리트 라이닝과 록볼트의 안정성에 미치는 영향평가

Stability Assessment of Concrete Lining and Rock Bolts of the Adjacent Tunnel by Blast-Induced Vibration

전 상 수¹ Jeon, Sang-Soo

김 두 섭² Kim, Doo-Seop

장 양 원³ Jang, Yang-Won

Abstract

In this study, the blast-induced vibration effects on the structural stability of the adjacent tunnel were estimated with respect to the allowable peak particle velocity (PPV). The blasting distance from the tunnel satisfying the allowable PPV was estimated based on the analytical solutions, United States Bureau of Mines (USBM) suggestions, and the equations used in the subway in Seoul. The allowable blasting distance was estimated by using finite difference analysis (FDA) and the behavior of the concrete lining and rock bolts was examined and the stability of those was estimated during the blast. Research results show that the blast-induced vibration effects on the structural stability are negligible for the concrete lining but relatively large for the rock bolts.

요 지

본 연구에서는 발파 시 발생하는 지반진동이 인접한 터널 지보재의 안정성에 미치는 영향을 분석하고, 발파진동에 의한 터널의 역학적 안정성을 허용진동속도를 기준으로 검토하였다. 기존에 제시된 미광무국과 서울지하철에서 제시한 이론식, 그리고 수치해석 프로그램을 사용하여 허용진동속도를 초과하지 않는 발파이격거리를 산정하였고, 발파 시 콘크리트 라이닝과 록볼트의 거동을 평가하였다. 콘크리트 라이닝의 구조적 안정성에 미치는 발파진동영향은 미미한 것으로 나타났으나, 록볼트에 미치는 영향은 상대적으로 크다는 것을 알 수 있었다.

Keywords : Blast-induced vibration, Numerical analysis, Peak particle velocity, Tunnel, Tunnel support

1. 서 론

우리나라는 국토의 70% 이상이 산악지대로 구성되어 있으며, 최근 급속한 산업 발달로 인한 토지이용의 증대로 이러한 산악지역의 개발이 가속화되고 있다. 또한 한정된 지상공간으로 인해 지하공간 활용의 필요성

이 증대되고 있으며 이를 위해 지하층의 깊이가 증가하고 있어 기존에 시공된 지하구조물에 근접 시공되는 경우가 자주 발생하여 지하구조물의 변형을 유발하기도 한다.

국내 지형의 특성상 산악지역의 개발 시 암반지역의 공사는 암반의 특성에 따라 발파 공사를 동반하는 경우

1 정회원, 인제대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Inje Univ., ssj@inje.ac.kr, 교신저자)

2 상합 E&C. 대리 (Assistant Manager, Sanghap E&C)

3 인제대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil Engrg., Inje Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

가 발생하며 이러한 경우 발파는 암반지역 공사의 중요한 요소이다. 발파 시 폭약의 폭발로 야기되는 발파진동은 발파지역 인근의 기존 구조물의 피해를 유발시킬 수도 있으며, 이러한 경우 구조물의 안정성 검토를 필요로 한다. 이러한 발파진동에 의한 기존 구조물의 안정성 검토는 터널공사 시 진행되는 발파로 인한 인근 구조물의 피해 정도에 대한 안정성 평가 등이 주로 이루어졌으나, 기존 터널 부근 발파로 인한 터널 지보재의 안정성에 대한 연구는 미비하였다.

본 연구 대상 지역의 경우 주거시설 건립 예상 지역이 산악지역에 위치하며 하부에 터널이 통과하고 있어 실제 공사에 선행하여 부지 조성을 위한 상부 지층 발파 시 기존 터널에 미치는 영향성에 대한 평가가 필요한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 기존 연구에서 제시된 구조물에 영향을 미치지 않는 발파진동허용기준을 기준으로, 터널의 상부 지층 발파 시 기존연구에서 제시된 발파상수를 사용한 발파진동 이론식을 이용하여 허용진동속도를 만족하는 발파 이격거리를 산정하였다. 또한 수치해석 프로그램인 FLAC^{2D}를 통해 발파이격거리에서 발파로 인한 터널 지보재의 거동 분석을 통한 터널 지보재의 안정성을 평가하였다.

2. 발파진동

2.1 발파진동의 발생

암반 중에 밀폐된 상태로 놓인 폭약이 폭발하면서 그 폭약의 폭발압은 기폭 후 수 μ sec에서 최고치에 달하고 그 압력은 5 ~ 20 만 기압으로 추정되며, 이 값은 주위의 암반 강도보다 훨씬 높다(기경철 & 김일중, 2002). 이와 같은 초고압의 충격하중을 받은 암석은 그 충격점 가까이에 있어서는 유동적인 성격을 나타내고 이 유동파는 전파와 함께 감쇠하고 탄성파에 가까운 충격파로 이행한다. 파쇄영역을 통과해서 주위 암반에 3차원적으로 방사된 파동은 암반 중에 균열을 생성시키면서 전파해 가지만 거리에 따라 그 감쇠가 현저하며 암반에 대한 파괴작용조차 없는 탄성파로 된다. 여기까지의 영역을 소성영역이라고 하며, 그 후 탄성파가 전파해 가는 영역을 탄성영역이라고 한다. 한편, 장약공 내의 폭약의 폭발로 인하여 발생한 총 에너지 중 대부분은 주위 암석을 파괴·이동시키지만, 이 에너지 중 0.5 ~ 20%는 탄성파로 변화되어 암반 중에 전파해 감으로써 폭원으로부터

떨어진 지점에서 암석 중 또는 지표면에서 진폭과 주기를 같은 진동으로 나타난다(기경철 & 김일중, 2002).

한편, 발파 시 진동속도는 지반조건, 발파공법, 자유면의 수, 화약의 종류와 양, 발파진원지와 측정과의 이격거리 등에 영향을 받으며, 특히 장약량과 발파진원지와 측정과의 이격거리가 중요한 변수이다. 이러한 관계를 고려하여 진동속도를 식으로 표현하면 식 (1)과 같은 형태로 표현할 수 있다.

$$PPV = K \left(\frac{R}{W^b} \right)^n \quad (1)$$

여기서, PPV는 지반의 최대진동속도(peak particle velocity, cm/sec), R은 발파원으로부터 측정까지의 거리(blasting distance, m), W는 지발당 장약량(kg), K, n는 암종에 따른 발파상수, b는 장약지수를 나타낸다.

식 (1)에서 거리와 지발당 장약량의 비 R/W^b 를 환산거리(scaled distance, SD)라 하며, $b=1/2$ 이면 자승근 환산거리, $b=1/3$ 이면 삼승근 환산거리라 한다. 이는 각각 거리를 장약량의 자승 및 삼승의 비율로 환산한 형태이다. 일반적으로 짧은 거리에서는 삼승근이, 먼 거리에서는 자승근이 더욱 잘 맞는 것으로 알려져 있다(Hendron & Oriad, 1972).

2.2 발파진동 허용기준

발파진동은 지진진동에 비해 지속시간이 짧고, 주파수의 범위도 수십 ~ 수백 Hz인 고주파이므로 감쇄가 쉽게 일어나며, 파형이 비교적 단순하다. 그리고 지진진동으로 인한 피해는 보통 가속도로 표시하고 있으나, 발파진동으로 인한 구조물의 피해정도는 많은 연구결과에 의하면 진동속도에 비례하기 때문에 여러 나라에서 대부분 발파진동 규제기준을 진동속도로 정하고 있다(정형식, 2004).

2.2.1 국외 기준

표 1은 국외의 발파진동에 대한 피해 기준을 나타내었다. 건물에 대한 진동 허용기준은 1.0 ~ 5.0cm/sec 정도를 기준으로 하며, 인체감응 등을 고려한 허용기준은 0.5cm/sec를 기준으로 하는 추세이다.

2.2.2 국내 기준

표 2와 표 3은 국내에서 적용되는 발파진동 허용기준

표 1. 국외 발파진동 허용치 (정형식, 2004)

국가명	적용기준	진동규제치	비고
영국	인구 조밀지역의 터널발파	1.0 cm/sec	
	인구 밀도가 낮은 지역의 터널발파	2.5 cm/sec	
	주파수 12 Hz이하의 노천발파	1.2 cm/sec	
	기타	0.5 cm/sec	
미국	40 Hz이상 주파수를 갖는 진동	5.0 cm/sec	
	15 Hz이상 주파수를 갖는 진동	1.0 cm/sec	
	1 Hz이하 주파수를 갖는 진동	0.5 cm/sec	
오스트리아	15 Hz이상 주파수를 갖는 진동	1.9 cm/sec	진동변위
	15 Hz이하 주파수를 갖는 진동	0.02 cm	
일본	피해가 발생하지 않음	0.2 cm/sec	진동규제기준 (1976년 공시)
	진동을 감지할 수 있으나 구조물 피해는 발생하지 않음	0.2~0.5 cm/sec	
	구조물에 특별히 약한 부분에 한해서 미세한 피해가 발생	0.5~1.0 cm/sec	
스위스	10 ~ 60 Hz에서 역사적 유물 또는 민감한 구조물	0.762 cm/sec	
	60 ~ 90 Hz에서 역사적 유물 또는 민감한 구조물	1.27 cm/sec	

표 2. 터널 표준시방서 발파진동 허용치 (건설교통부, 1999)

건물구분	진동 예민 구조물	조적식 벽체와 목재천장을 가진 구조물	지하 기초와 콘크리트 슬래브를 갖는 조적식 건물	철근콘크리트 골조 및 슬래브를 갖는 중·소형 건축물	철근 콘크리트, 철근골조 및 슬래브를 갖는 대형 건축물
건물 종류	문화재 등	재래가옥, 저층 일반가옥 등	저층양옥, 연립주택 등	중·저층 아파트, 중소상가 및 공장	내진구조물, 고층 아파트, 대형건물 등
허용진동치 (cm/sec)	0.3	1.0	2.0	3.0	5.0

표 3. 서울 지하철 발파진동 허용치 (건설교통부, 2002)

건물의 종류	문화재, 정밀기계 설치건물	주택, 아파트	상가, 사무실, 공공건물	RC, 철골조 공장
허용진동치(cm/sec)	0.2	0.5	1.0	4.0

이다. 국내 지하철 현장의 경우 도심지 공사의 특성상 노선주변에 구조적으로 취약한 주택들이 많고 민원발생이 증가하고 있어, 이를 해소하기 위하여 현재는 0.3 ~ 0.5cm/sec 이하로 기준하여 발파진동 허용기준치를 하향 적용하고 있다. 외국의 발파진동 허용기준과 국내의 발파진동 허용기준을 비교해 볼 때 국내 기준치는 외국에 비해 엄격하게 설정되어 있음을 볼 수 있다. 본 연구에서는 터널 안정성의 기준이 되는 진동허용기준을 영국의 인구조밀지역의 발파 진동규제치와 국내 저층 일반 가옥 및 공공건물의 발파진동 허용치인 1 cm/sec를 적용하였다.

3. 터널 지보재

터널 지보재 중의 하나인 숏크리트의 내구연한은 시공 중의 품질과 터널 주변 지반 및 지하수 등의 환경조

건에 따라 크게 영향을 받기 때문에 내구연한의 예측이 불가능하다(한국터널공학회, 2004). 따라서 본 연구에서는 숏크리트의 경우 완전히 손상되었다고 가정하여 발파진동에 대한 해석에서는 제외하였다.

3.1 콘크리트 라이닝

콘크리트 라이닝의 폐합을 위해 터널의 바닥 면에 타설되는 인버트 콘크리트는 라이닝 측벽의 변위나 바닥부의 팽상을 방지하며 라이닝에 축력을 작용시켜서 내공의 축소변형을 방지하기 위해 설치된다. 하지만, 절리가 없고 견고한 암반 지역에 시공되어지는 터널의 경우 터널의 바닥은 탄성상태로 있으므로 암반의 이완이 적게 발생하여 인버트 콘크리트가 필요 없는 경우가 많아 일부 터널에서는 인버트 콘크리트가 시공되지 않은 경우도 있다. 따라서, 발파진동에 대한 인버트 콘크리트의

효과를 분석하기 위해 인버트 콘크리트의 설치 유무에 따라 수치해석을 수행하였다.

3.2 록볼트

동하중에 대한 록볼트 거동에 관한 지금까지 진행된 연구는 발파 굴진 시 발생된 진동에 의한 암반에 설치된 록볼트 성능에 관한 실험 계측이 주를 이루었다. 노르웨이에서는 발파진동에 의한 록볼트 손상방지를 위하여 발파면에서 근접한 록볼트의 시공은 피하고 있으며, 이는 막장면에서 30 ~ 50m 이상 이격된 거리에서 영구지보재로 사용된 록볼트 거동 실험을 근거로 제안되었다. 하지만 이러한 지침은 발파진원지부터의 최소이격거리나 최대발파진동속도에 대한 영향은 고려하지 않아 많은 문제점을 내포하고 있다(Stjern & Myrvang, 1998). 한편 Littlejohn et al.(1987)은 발파이격거리 1m에서 록볼트 정착 성능에 관한 연구를 수행하였으며, Stjern과 Myrvang(1998)은 발파진원지와 3.4m 이격된 거리에서

발파 시 록볼트의 성능 감소는 없었다는 연구를 발표하였다.

4. 지반 조건

그림 1에 나타난 시추주상도를 보면 해석지반의 상부는 최대 직경 0.2m의 모래질 호박돌의 매립층과 자갈 섞인 점토질, 호박돌의 붕적층, 모래질 실트의 안산암 풍화토로 이루어졌고, 중간층은 모래질 실트의 안산암질의 풍화암과 약한 강도의 연암층으로 구성되었다. 기반암은 보통 강도의 안산암의 연암층으로 구성되었다. 이러한 자료를 이용하여 기존 문헌에 제시된 물성을 이용하여 지반의 물성 값을 결정하였다. 수치해석에 적용된 지반물성은 표 4와 같다.

해석이 실시되는 영역은 터널 입구를 시점으로 500m 거리이다. 해석 영역에서 터널 지보재는 터널 시공 시 지반의 변화에 따라 특수패턴, 지보패턴 I, 지보패턴 II, 지보패턴 IV가 적용되었다. 터널 시점부를 STA. 0 K + 0m라 하고, 지보패턴의 변화에 따라 수치해석 구간을 구분하면 표 5와 같이 총 5개의 단면으로 구분되어진다.

특수단면은 지반이 매립층과 풍화토 등의 연약지반으로 구성되어, 길이 13m, 직경 0.5m의 Pipe Roof와 Jet Grouting의 구조 복합체로 터널 상부가 보강되어 있으며, 터널 좌·우 하단에 길이 8m의 영구 앵커가 터널진행방향으로 2m 간격으로 시공되어 있다. 특수단면의 경우 기계 굴착 등이 가능하여 진동해석에는 제외되었다.

지보패턴 I 은 길이 3m, 직경 0.25m의 록볼트와 H형강(H-100×100×6×8)의 아치형 강지보공이 터널진행방향으로 1m 간격으로 교차 시공되어 있다. 지보패턴

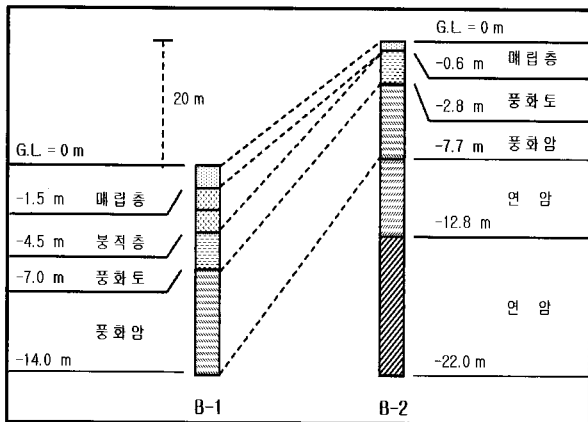


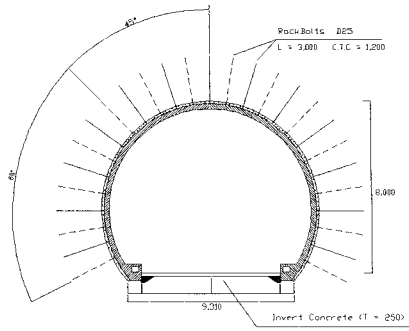
그림 1. 지반 시추주상도

표 4. 수치해석 시 사용된 지반물성

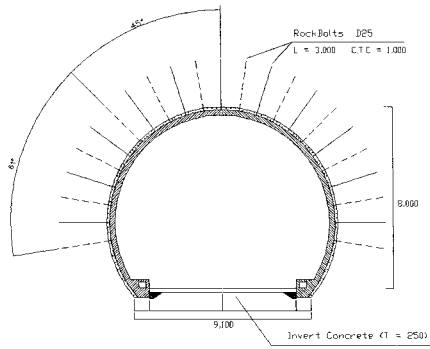
	단위 중량 (tonf/m ³)	점착력 (tonf/m ²)	내부 마찰각 (°)	탄성 계수 (tonf/m ²)	프아 송비
매립토	1.7	0.0	25	1,000	0.4
풍화토	2.0	1.0	30	6,000	0.35
풍화암	2.2	3.0	35	14,000	0.3
연 암	2.5	6.0	40	25,000	0.25

표 5. 지보패턴 변화에 따른 수치해석 단면

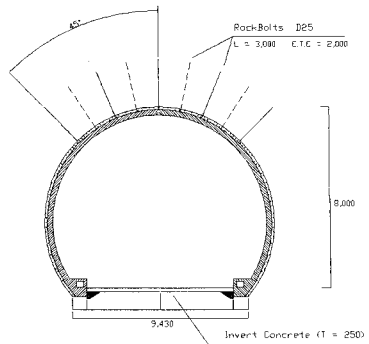
	특수단면	단면 1	단면 2	단면 3	단면 4
지보패턴	특수패턴	지보패턴 I	지보패턴 II	지보패턴 I	지보패턴 IV
위치	STA. 0 K + 0 m ~ STA. 0 K + 90 m	STA. 0 K + 90 m ~ STA. 0 K + 170 m	STA. 0 K + 170 m ~ STA. 0 K + 295 m	STA. 0 K + 295 m ~ STA. 0 K + 430 m	STA. 0 K + 430 m ~ STA. 0 K + 500 m



지보패턴 I



지보패턴 II



지보패턴 IV

그림 2. 수치해석 단면에서의 터널 지보패턴

II의 경우 록볼트와 강지보공이 1.2m 간격으로 교차 시공되었고, 지보패턴 III과 IV의 경우 록볼트의 간격은 각각 1.5m와 2.0m로 교차 시공되었으며, 강지보공은 시공되지 않았다. 지보패턴이 I에서 IV로 변함에 따라 시공되어진 록볼트의 수가 감소되었다. 콘크리트 라이닝은 두께 0.3m로 전 단면에 걸쳐 동일하게 시공되어 있다. 그림 2는 수치해석 단면에 적용된 지보패턴도이다.

5. 이론식에 의한 발파이격거리 산정

5.1 미 광무국

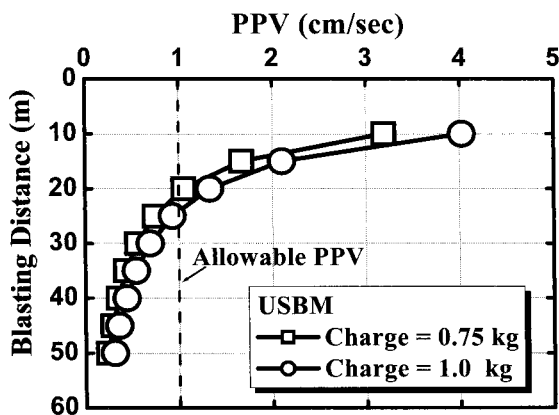
미 광무국(USBM)에서 제시한 식 (2)의 발파진동식을 사용하여 최대진동속도가 1cm/sec를 초과하지 않는 발파이격거리를 지발당 장약량 0.75kg과 1.0kg에 대하여 계산하였다.

$$PPV = 160 \left(\frac{R}{\sqrt{W}} \right)^{-1.6} \quad (2)$$

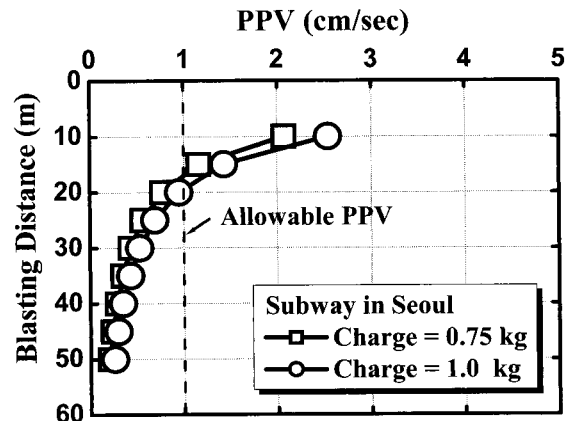
계산결과, 장약량 0.75kg과 1.0kg에서 허용진동속도를 만족하는 발파이격거리는 각각 20.7m와 23.9m 이상으로 나타났고, 그림 3 (a)는 장약량과 이격거리에 따른 발파진동속도의 변화를 나타낸다.

5.2 서울 지하철

서울 지하철 3·4호선에 적용된 발파진동식(건설교통부, 2002)을 사용하여 최대진동속도가 1cm/sec를 초과하지 않는 발파이격거리를 지발당 장약량 0.75kg과 1.0kg



(a) 미 광무국 (USBM)



(b) 서울 지하철

그림 3. 장약량과 이격거리에 따른 발파진동속도

에 대하여 계산하였다. 서울 지하철 3·4호선에 적용된 이론식을 사용한 경우 n 을 -1.42로 하고 K 값은 식 (3) 과 식 (4)를 이용하여 허용진동속도를 만족하는 발파이격거리를 계산하였다.

$$K_{50\%} = E \times (R \times S + Q) \quad (3)$$

$$K_{95\%} = K_{50\%} \times 1.645 \text{ (표준정규분포 : } K_{0.05} = 1.645) = 66.7 \quad (4)$$

여기서, $E(=0.82)$ 는 폭약의 보정율, $R(=0.021)$ 은 압중에 따른 발파상수, $S(=450\text{kg/cm}^2)$ 는 암의 일축압축강도, $Q(=40)$, 다단식 심발발파)는 발파형식에 따른 보정치를 나타낸다.

계산결과, 장약량 0.75kg과 1.0kg에서 허용진동속도를 만족하는 발파 이격거리는 각각 16.7m와 19.3m 이상으로 나타났고, 그림 3 (b)는 장약량과 이격거리에 따른 발파진동속도의 변화를 나타낸다.

6. 수치해석 모델링

6.1 발파하중 산정

발파하중은 이론식과 국내에서 사용되는 에멀전계 폭약의 폭굉압력 중 큰 값을 사용하여 압력으로 산정하였다. 화약비중의 평균값인 1.2g/cm^3 과 평균 폭발속도 $5,500\text{m/sec}$ 를 이용하여 발파하중을 식 (5)로 구하면, 발파하중은 $96,400\text{kg/cm}^2$ 으로 일반 에멀전 폭약의 폭굉압력의 최대값인 $85,000\text{kg/cm}^2$ 보다 큰 값이 계산된다.

$$P_D = 0.000424 V_e^2 \rho_e (1 - 0.543\rho_e + 0.193\rho_e^2) \quad (5)$$

여기서, P_D 는 화약의 발파하중(kg/cm^2), V_e 는 화약 평균 폭발속도(cm/sec), ρ_e 는 화약 평균비중(g/cm^3)을 나타낸다.

에멀전계 폭약의 최대 직경은 38mm이고 국내에서 발파 시 천공경을 대부분 45mm로 시공하므로, 이론식으로 계산된 폭굉압력에서 디커플링(decoupling) 고려 시 공벽 면에 가해지는 압력을 이용하여 발파공 벽면에 작용하는 발파하중(등가환산 발파하중)을 산정하고 이 값을 시간이력함수로 변환하여 유한차분모델의 발파하중 입력 값으로 사용한다. 미국 National Highway Institute (1991)에서 제시한 식 (6)과 식 (7)에 의해 장약량 0.75kg과 1.0kg의 전색과 디커플링 시의 발파하중을 구하고, Starfield와 Pugliese(1968)가 제안한 식 (8)을 이용하여 등가환산 발파하중(P')을 계산하고 이 값을 식 (9)를 이용하여 시간에 따른 발파이력곡을 계산 후 수치해석 발파하중 값으로 이용한다.

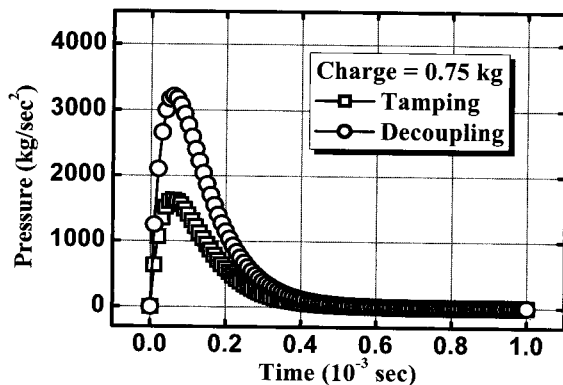
$$P_A = \frac{2\rho_a C_a}{\rho_a C_a + \rho_e V_e} \times P_D \quad (6)$$

$$P_B = \left(\frac{d_e}{d_h}\right)^3 \times P_D \quad (7)$$

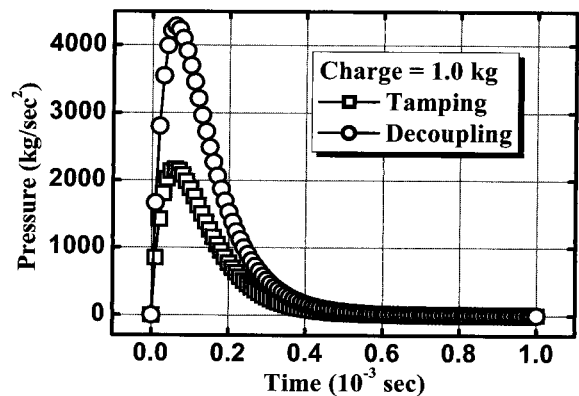
$$P' = P_B \times W \times 2\pi \times \frac{\text{천공경}}{\text{발파공주변길이}} \quad (8)$$

$$P(t) = 4 \times P' \times \left\{ \text{Exp}\left(\frac{-Bt}{\sqrt{2}}\right) - \text{Exp}(-\sqrt{2}Bt) \right\} \quad (9)$$

여기서, P_A 는 전색 시 발파하중(kg/cm^2), ρ_a 는 전색밀도(모래 = 1.7g/cm^3), C_a 는 충격파의 전파속도(모래 = 700m/sec), P_B 는 디커플링 시 발파하중(kg/cm^2), d_e 는 화약의 직경(mm), d_h 는 천공경(mm), P' 는 등가환산 발



(a) 장약량 0.75 kg



(b) 장약량 1.0 kg

그림 4. 시간에 따른 발파하중 변화

파하중(kg/cm²), W는 지발당 장약량(kg), P(t)는 모델 입력 하중 값, B는 하중계수(= 16,338), t는 하중지속시간을 나타낸다.

그림 4는 식 (9)에 의해 계산된 시간에 따른 발파하중 변화를 나타낸다.

6.2 격자 적절성 검토

수치해석 모델링에 사용되는 격자의 크기는 수치해석으로 계산된 결과 값에 영향을 미친다. 그러므로 실제 수치해석에 선행하여 모델 격자 크기에 따른 진동속도의 신뢰성을 확보하기 위하여 장약량 1kg에서 가로 100m, 세로 80m의 단순 직사각형의 모형격자를 형성하고 격자 크기 1m, 0.5m, 0.25m, 0.2m, 0.1m의 경우에서 발파를 모델링한 후 발파 진원지와 10m, 20m, 30m, 40m 이격된 거리에서 진동속도를 계산하였고, 그 결과를 그림 5에 나타내었다. 격자 크기가 조밀해질수록 수치해석에서 계산된 값이 이론식에서 산정된 값과 근접하게 되었고, 격자 크기 0.2m에서 진동속도의 값이 수렴하였다.

6.3 모델 조건

실제 발파해석 모델링은 0.2m의 격자를 사용하였고, 지보재의 패턴 변화에 따라 총 4개의 단면으로 구분하였다. 각 단면마다 장약량 0.75kg과 1.0kg에 대하여 발파이격거리를 증가시켜가며 각 단면의 발파 진동속도를 계산하였다.

그림 6은 단면 1에 적용된 수치해석 모델도이다. 모델격자에서 A터널은 터널의 시점 방향, B터널은 종점

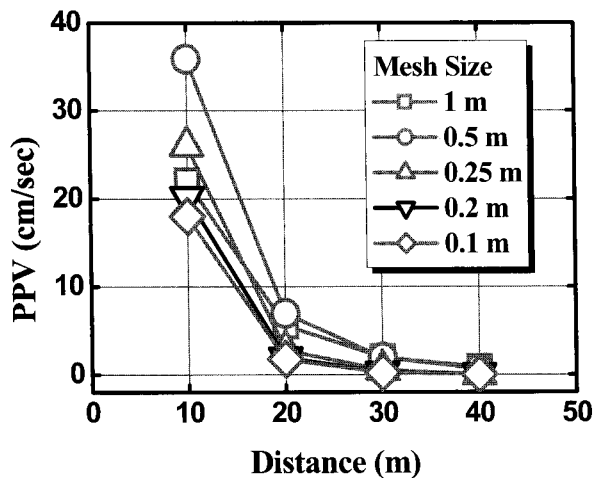


그림 5. 격자 크기에 따른 진동속도 변화

방향으로 양방향 터널의 천단부와 좌측, 우측 그리고 하부의 8개 지점에서 진동속도를 계산하였다. 발파진동이 터널 지보재에 미치는 영향을 분석하기 위해 터널 지보재의 거동을 수치해석을 이용하여 분석하였다. 터널 시공 시 사용된 터널의 지보재인 콘크리트 라이닝의 경우 빔 요소로 모델링 하였고, 록볼트의 경우 케이블 요소로 모델링 하여 수치해석에 적용하였다. 수치해석은 유한차분해석 프로그램인 FLAC^{2D}를 이용하였다. 해석모델로는 탄성모델을 적용하였으며 지반의 폭은 100m로 하였다.

동해석의 경우 해석모델의 경계부분에서 파의 반사에 의한 영향이 고려되어야 하므로 경계조건의 문제는 매우 중요하다. 이러한 파의 반사를 해결하기 위한 방법으로 격자망의 크기를 매우 크게 하여 파의 반사로 인한 영향이 해석영역에 영향을 미치지 않도록 하는 방법이 있다. 하지만, 이러한 경우 격자의 수가 과도하게 증가하여 해석시간이 증가하는 단점이 있다. 이를 해결하기 위한 방법으로 본 해석에 사용된 프로그램인 FLAC에서는 파를 반사하지 않고 흡수하는 경계조건인 Quiet Boundary Condition과 Free-field Boundary Condition을 적용할 수 있다. 모델 경계조건의 하나인 Quiet Boundary Condition은 동적 하중이 격자망 내부에서 작용하는 경우이고, Free-field Boundary Condition은 동적 하중이 격자망 경계에 작용하는 경우이다(Itasca, 2002).

본 연구에서 적용된 발파하중의 경우 격자망 내부에서 하중이 작용하기 때문에 경계조건은 Quiet Boundary Condition을 적용하였다. 발파진원지에서 터널까지의 격자를 0.2m로 유지하였으며, 그 외 영역에서는 프로그램 해석시간의 효율성을 위해 일정비율로 격자 크기를 증가시켜 해석 시 시간의 효율성을 증대시켰다.

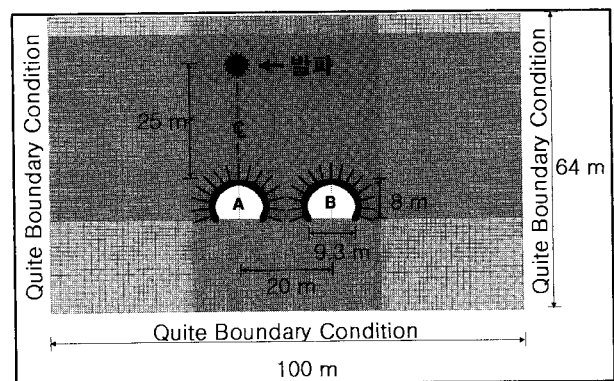


그림 6. 수치해석 모델도

7. 수치해석 결과

7.1 발파이격거리 선정

허용진동속도 1cm/sec를 만족하는 발파이격거리를 수치해석 프로그램을 이용하여 계산한 결과 장약량 0.75kg에서는 24m, 장약량 1.0kg에서는 25m로 나타났다. 최대진동속도는 토피고가 가장 작은 단면 1에서 계산되었으며, 발파진원지와 가장 근접한 거리인 A터널 천단부에서 나타났다. 그림 7은 단면 1에서 장약량에 따른 터널 천단부의 진동속도이다. A터널의 경우 천단부의 최대진동시간은 발파 후 약 0.07 초로 계산되었으며, 장약량 0.75kg에서 0.84cm/sec, 장약량 1.0kg에서 0.93cm/sec로 나타났다. B터널에서는 발파진원지와 진동속도를 계산한 지점과의 거리가 증가함에 따라 천단부의 최대진동속도가 발생하는 시간은 약 0.09초로 계산되었으며, 최대진동속도는 장약량 0.75kg에서 0.28cm/sec, 장약량 1.0kg에서 0.33cm/sec로 A터널 천단부의 최대진동속도에 비해 약 65%가 감소하였다.

그림 8에는 터널 진동속도 계산지점에서 계산된 최대진동속도를 단면별로 나타내었다. 단면 1에서 각 지점의 진동속도를 비교해보면 장약량 0.75kg에서 A터널 천단부의 최대진동속도는 0.84cm/sec로 계산되었고, 탄성파가 터널공동을 통과한 지점인 터널 하부 지점에서는 0.02cm/sec로 천단부에 비해 약 2.4%로 상대적으로 매우 작은 진동속도가 계산되었다. 발파진원지와의 거리가 천단부에 비해 증가한 터널 좌·우의 지점에서는 0.18cm/sec로 최대진동속도가 천단부에 비해 약 21.5%로 계산되었다. A터널의 좌측과 우측 지점의 경우 발파진동속도 계산지점이 발파진원지에서부터의 거리가 동일하고 터널 공동부에서 대칭이므로 동일한 진동속도가 계산되었다. B터널의 경우 장약량 1.0kg에서 터널 천단부와 좌측의 발파이격거리는 32.0m와 32.8m로 발파이격거리가 비슷하여 계산된 최대진동속도는 큰 차이가 없었다. 터널 하부 지점의 경우 장약량과 발파이격거리에 상관없이 약 0.02 cm/sec가 계산되어 터널 하부 지점은 터널 공동의 영향으로 발파 진동의 영향을 거의 받지 않는

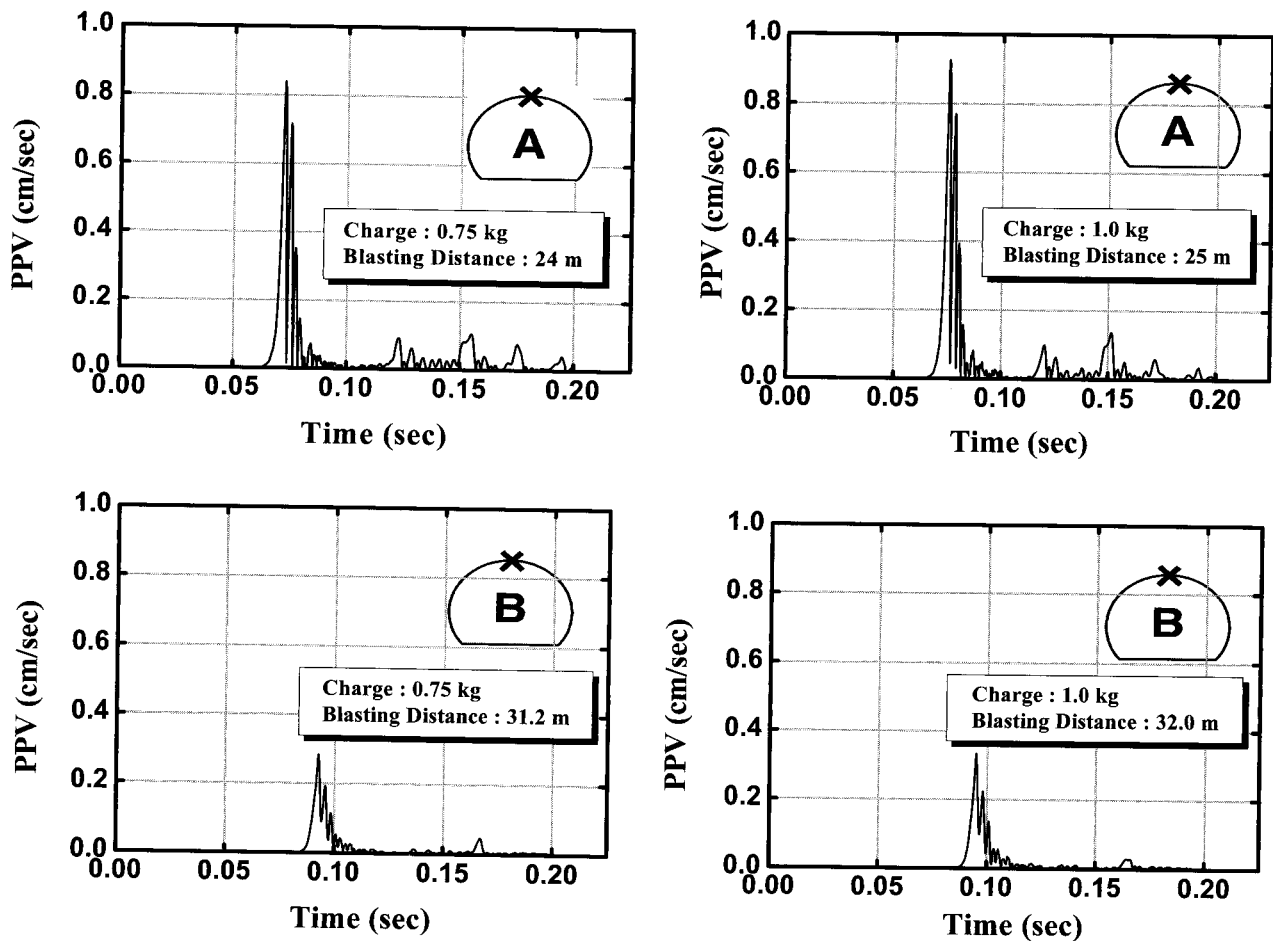


그림 7. 터널 단면 1의 천단부 진동속도

것으로 나타났다.

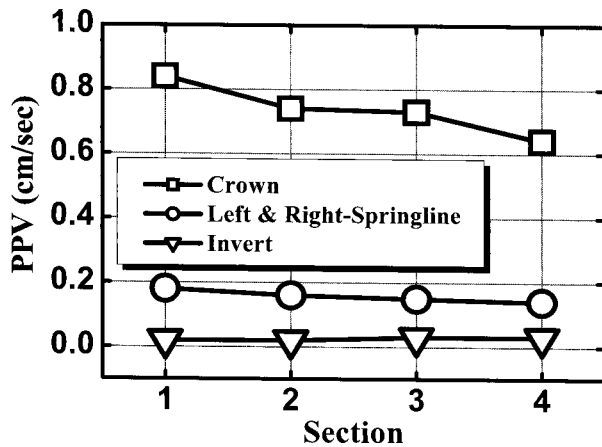
단면이 1, 2, 3, 4로 변함에 따라 터널의 심도가 깊어 지 최대진동속도가 감소하였다. 발파진원지와 각 계산 지점과의 거리가 증가하고, 발파에 의한 탄성파가 터널의 공동부를 통과함에 따라 최대진동속도가 감소하였다.

7.2 터널 지보재 안정성 검토

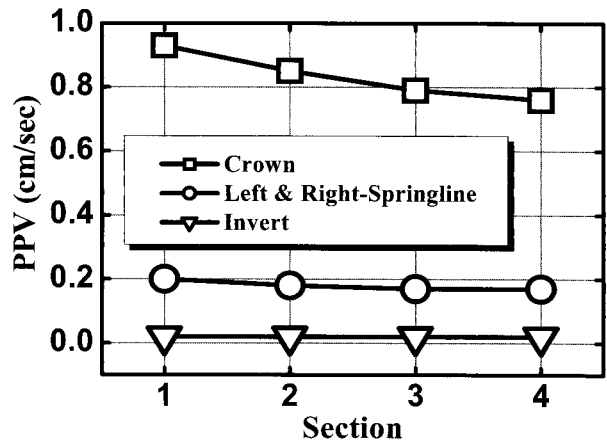
터널 지보재의 안정성은 장약량 1.0kg에서 발파 시 A 터널 천단부 지점에서 최대진동속도가 발생하는 시간에 계산된 터널의 콘크리트 라이닝의 축력과 전단력, 휨 모멘트, 그리고 록볼트 축력의 최대 값에 대하여 발파 전과 비교해 터널의 안정성을 검토하였다. 발파 시 콘크리트 라이닝의 반력은 단면 4에서 가장 큰 값이 계산되었으며, 그림 9는 단면 4에서 발파 전과 발파 시 터널 지보재의 반력을 나타내며, 표 6은 각각의 단면에서 터널 지보재의 반력을 나타낸다.

발파 전 콘크리트 라이닝의 최대 축력은 2.45tonf으로 계산되었으며, 발파 시는 2.50tonf으로 계산되어 발파 전과 비교할 때 발파 시 콘크리트 라이닝의 축력은 약 2%가 증가하였다. 콘크리트 라이닝의 최대 전단력과 최대 휨 모멘트는 발파 전과 발파 시에 변화가 없었다. 허용진동속도 1cm/sec를 만족하는 발파이격거리에서 발파 시 발파진동이 콘크리트 라이닝에 미치는 영향은 미미한 것으로 나타났다.

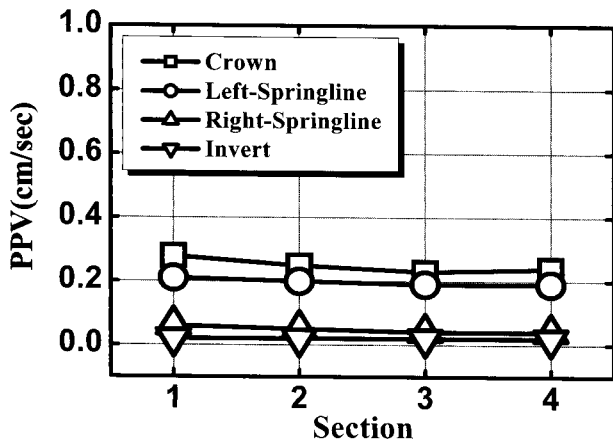
발파 시 콘크리트 라이닝의 휨 응력(f_1)은 16.0tonf/m², 압축응력(f_2)은 8.17tonf/cm², 허용 휨 압축 응력($f_a=0.4 f_{ck}$, $f_{ck}=177 \text{ kgf/cm}^2$)은 708tonf/m²이다. 따라서, 콘크리트 라이닝의 최대 휨 모멘트와 최대 축력에 의한 휨 응력의 합($=f_1+f_2$)은 24.17tonf/m²으로서 허용 휨 압축 응력인 708tonf/m²와 비교하면 허용 휨 압축응력의 3.4%로 터널 설계 시 콘크리트 라이닝 안전율의 범위 안에 있으므로, 발파하중에 대해 터널 구조물의 안정성이 충분히 확보됨을 알 수 있다. 콘크리트 라이닝의 최대 전



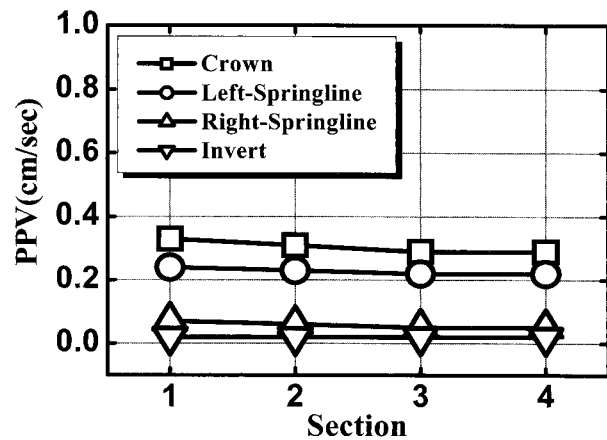
(a) A터널, 장약량 = 0.75 kg



(b) A터널, 장약량 = 1.0 kg

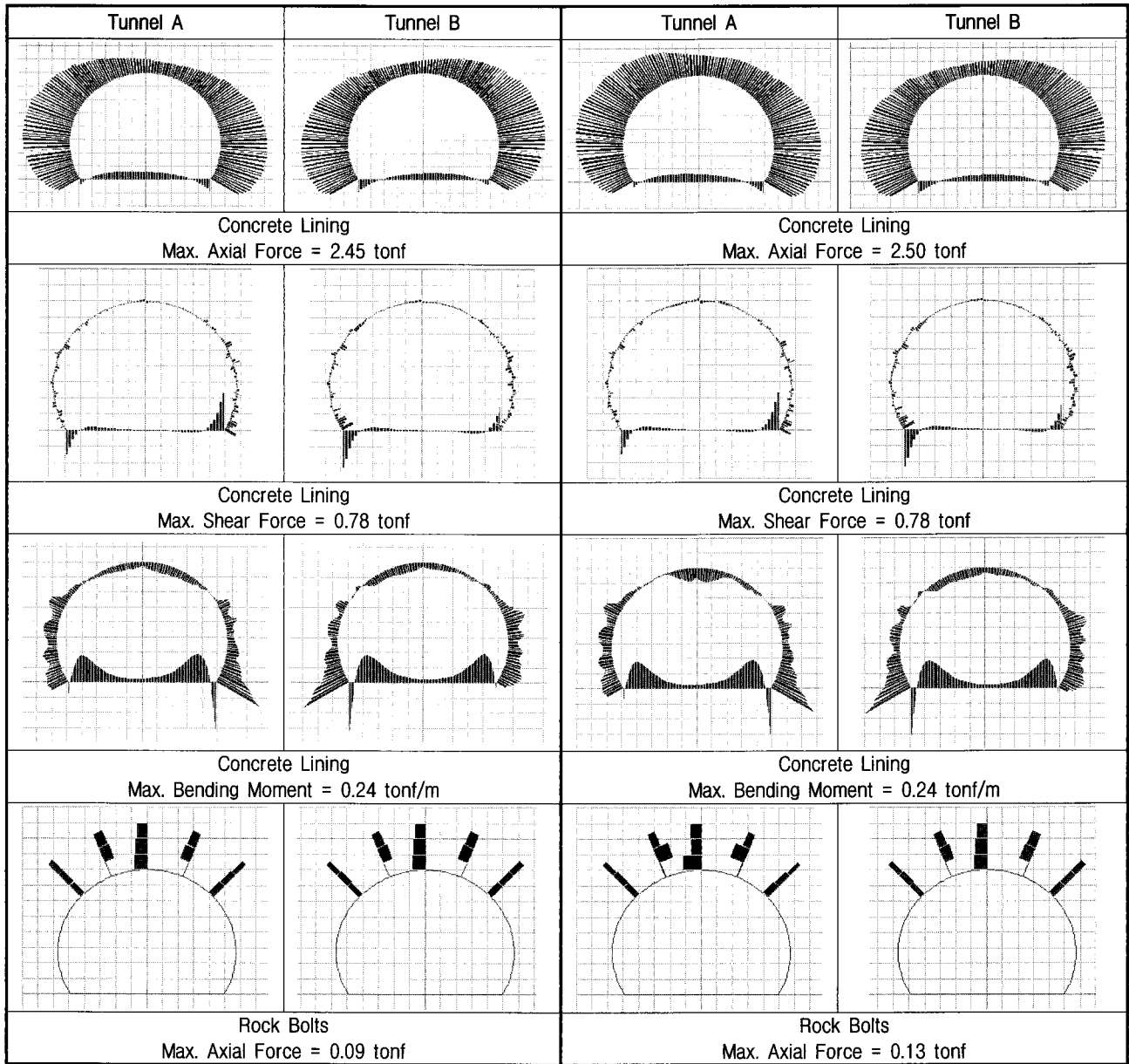


(c) B터널, 장약량 = 0.75 kg



(d) B터널, 장약량 = 1.0 kg

그림 8. 터널 단면별 최대진동속도



(a) 발파 전

(b) 발파 시

그림 9. 단면 4 인버트 콘크리트 설치 시 터널 지보재 반력 (장약량 1.0 kg)

표 6. 터널 지보재 반력

		라이닝 축력 (tonf)		라이닝 전단력 (tonf)		라이닝 모멘트 (tonf·m)		록볼트 축력 (tonf)	
		장약량		장약량		장약량		장약량	
		0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg
단면 1	발파 전	2.43		0.66		0.17		0.18	
	발파 시	2.22	2.23	0.67	0.67	0.17	0.17	0.26	0.27
단면 2	발파 전	1.37		0.43		0.10		0.17	
	발파 시	1.39	1.40	0.44	0.44	0.10	0.10	0.23	0.23
단면 3	발파 전	2.01		0.65		0.18		0.18	
	발파 시	2.03	2.04	0.66	0.66	0.18	0.18	0.24	0.25
단면 4	발파 전	2.45		0.78		0.24		0.09	
	발파 시	2.49	2.50	0.78	0.78	0.24	0.24	0.13	0.13

단력은 0.78tonf, 최대 전단응력은 2.6tonf/m², 허용전단 응력($\tau_a = 0.25\sqrt{f_{ck}}$)은 33.3 tonf/cm²이다. 따라서, 콘크리트 라이닝의 최대 전단응력은 허용 전단응력의 약 8%로 터널 설계 시 콘크리트 라이닝 안전율의 범위 안에 있으므로, 발파하중에 대해 터널 구조물의 안정성이 충분히 확보됨을 알 수 있다.

단면 4에서 록볼트의 최대 축력은 발파 전 0.09tonf, 발파 시 0.13tonf으로 발파 시 약 45%가 증가하였다. 록볼트는 25mm(SD40)의 철근을 사용하였으므로, 허용축력은 10tonf로 계산된다. 따라서, 록볼트에 작용하는 최대 축력은 허용 축력에 비해 약 1.3%로 터널 설계 시 록볼트 안전율의 범위 안에 있으므로, 발파하중에 대해 터널 구조물의 안정성이 충분히 확보됨을 알 수 있다. 발파 시 록볼트의 반력 증가량은 콘크리트 라이닝의 반력 증가량보다 큰 것으로 나타났다.

록볼트의 최대 축력은 터널 천단부에서 큰 경향을 나타내었으며, 터널 좌·우에 시공된 록볼트는 발파진원지와 수평으로 배치되어 있어 발파진동에 의해 발생하는 하중 분담에는 영향이 작은 것으로 나타났다.

7.3 콘크리트 라이닝 변위

콘크리트 라이닝의 변위는 장약량 1.0kg에서 발파 시

표 7. 콘크리트 라이닝 천단변위

	천단변위 (mm)	
	장약량 0.75 kg	장약량 1.0 kg
단면 1	0.017	0.019
단면 2	0.013	0.015
단면 3	0.010	0.013
단면 4	0.010	0.012

표 8. 인버트 콘크리트 제거 시 터널 지보재 반력

		라이닝 축력 (tonf)		라이닝 전단력 (tonf)		라이닝 모멘트 (tonf·m)		록볼트 축력 (tonf)	
		장약량		장약량		장약량		장약량	
		0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg	0.75 kg	1.0 kg
단면 1	발파 전	2.60		0.08		0.08		0.20	
	발파 시	2.63	2.64	0.15	0.16	0.09	0.10	0.25	0.26
단면 2	발파 전	1.89		0.07		0.06		0.16	
	발파 시	1.90	1.91	0.13	0.13	0.07	0.07	0.23	0.23
단면 3	발파 전	2.50		0.08		0.07		0.17	
	발파 시	2.77	2.53	0.16	0.14	0.10	0.10	0.18	0.25
단면 4	발파 전	2.90		0.15		0.08		0.09	
	발파 시	2.92	2.92	0.24	0.24	0.10	0.10	0.13	0.13

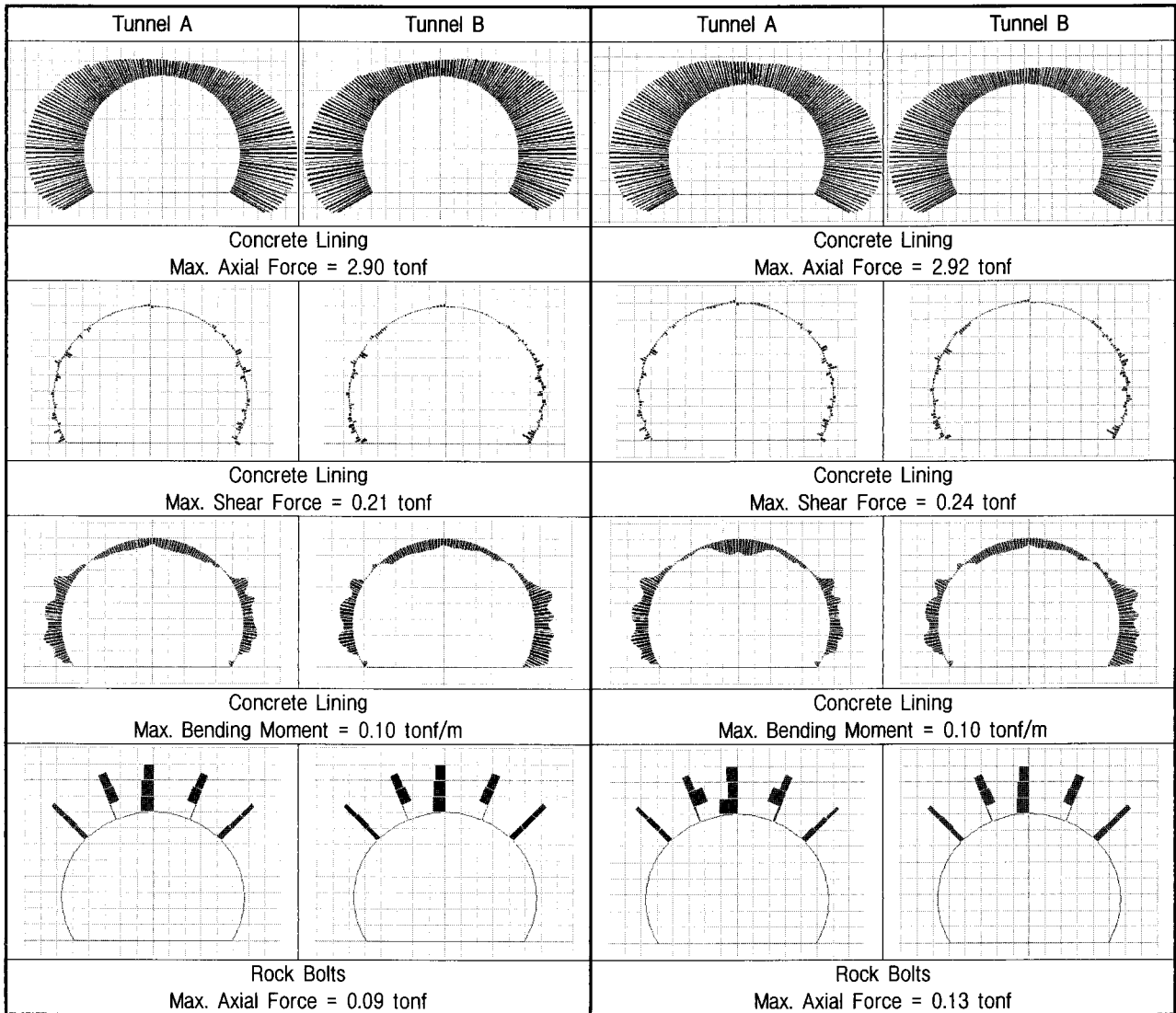
A터널 천단부에서 최대진동속도가 발생할 때 콘크리트 라이닝의 천단변위를 계산하였다. 표 7은 장약량에 따른 A터널의 천단변위를 나타낸다.

콘크리트 라이닝의 최대천단변위는 단면 1에서 발생하였으며 장약량 0.75kg에서 0.017mm, 장약량 1.0kg에서 0.0191mm로 계산되어 표 1에 제시된 진동변위허용 기준인 0.2mm의 약 10%로 계산되었다. 발파로 인한 발파진동이 허용진동속도를 초과하지 않을 경우 진동변위의 기준에도 적합한 것으로 나타났다.

7.4 인버트 콘크리트의 영향

발파하중에 의한 인버트 콘크리트의 영향을 분석하기 위해 인버트 콘크리트를 제거한 후 수치해석을 수행하였다. 발파 시 터널의 각 진동속도 계산 지점에서 계산된 진동속도와 A터널 천단부에서 최대진동속도가 발생하는 시간은 인버트 콘크리트와는 상관없이 동일한 수치가 계산되었다. 그림 10은 단면 4에서 인버트 콘크리트 제거 시 터널 지보재의 반력 분포를 나타내며, 표 8은 각각의 단면에서 인버트 콘크리트 제거 시 터널 지보재의 반력을 나타낸다.

인버트 콘크리트 제거 시 터널 측벽에 작용되는 최대 축력은 약 16.8%가 증가하지만, 라이닝 측벽과 인버트 콘크리트가 접하는 공동구 기초 부근에서는 최대 전단력과 모멘트가 각각 약 70%와 60%가 감소한다. 이는 발파하중에 의한 영향보다는 콘크리트 라이닝 폐합 여부에 따른 구조적 영향으로 판단된다. 인버트 콘크리트를 수치해석에 포함할 경우 공동구 기초 부근에서 발생하는 하중이 천단부에 발생하는 하중보다 크게 발생한



(a) 발파 전

(b) 발파 시

그림 10. 단면 4 인버트 콘크리트 제거 시 터널 지보재 반력 (장약량 1.0 kg)

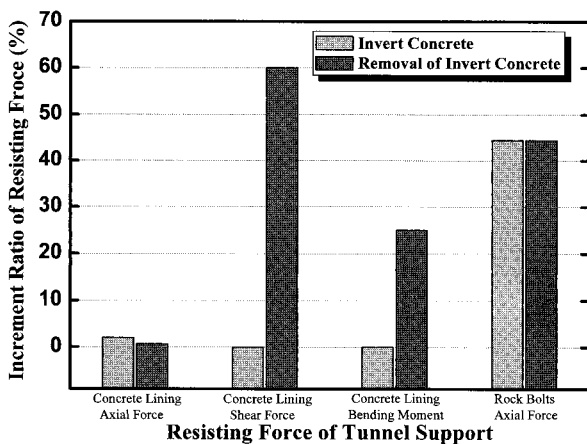


그림 11. 발파 시 터널 지보재 반력 증가율 (장약량 1.0 kg)

다. 이러한 이유로 최대진동속도에 노출되는 터널 천단부에서의 하중의 변화는 터널 하부에 발생하는 하중에

비해 상대적으로 작아 콘크리트 라이닝의 안정성 검토 시 고려되지 않는다. 그러므로 터널 천단부에 작용하는 발파 하중의 영향을 면밀히 검토하기 위해서는 본 연구가 진행된 현장 조건과 유사한 조건을 가진 터널의 경우 수치해석 시 인버트 콘크리트를 제외하여도 무방하다고 판단된다.

콘크리트 라이닝의 경우 전반적으로 축력은 증가하지만 전단력과 모멘트는 감소하였다. 록볼트의 경우 하중의 변화가 거의 없어 인버트 콘크리트 제거에 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 그림 11은 발파 시 인버트 콘크리트 설치 유·무에 따른 터널 지보재의 반력 증가율을 나타낸다.

인버트 콘크리트 제거 시 콘크리트 라이닝의 축력 증가는 인버트 콘크리트 설치 시에 비해 작았으나 전단

력과 휨 모멘트의 증가율은 크게 나타났다. 록볼트의 축력 증가율은 인버트 콘크리트에 상관없이 일정한 증가율을 나타내었다.

8. 결 론

본 연구에서는 발파 시 발생하는 지반진동에 의한 터널의 안정성을 기존 연구에서 제시된 구조물에 영향을 미치지 않는 발파진동허용기준 중 하나인 1.0cm/sec로 검토하였다. 기존에 제시된 이론식과 수치해석 프로그램을 사용하여 발파진동허용기준을 초과하지 않는 발파이격거리를 산정하였고, 터널 지보재의 안정성을 평가하였다. 본 연구의 해석조건인 연암물성의 지배를 받는 기설 터널에서 장약량 0.75kg과 1.0kg에서 각각 발파이격거리 24m와 25m 이상으로 터널 상부지층 발파를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 발파진동속도는 발파이격거리가 증가하고 탄성파가 공동부를 통과함에 따라 감소하였다. 본 연구에서 산정된 발파진동허용기준인 1.0 cm/sec를 만족하는 발파이격거리에서 터널 지보재에 작용하는 반력을 계산하여 지보재의 허용하중을 계산한 결과 허용기준을 만족하는 것으로 나타났다.
- (2) 발파진동허용기준을 만족하는 발파이격거리에서 발파하중이 콘크리트 라이닝에 미치는 영향은 미미한 것으로 나타났으며, 록볼트의 반력 증가량은 콘크리트 라이닝의 반력 증가량보다 큰 폭으로 증가하였으나, 이 경우도 허용기준을 만족하는 것으로 나타났다.
- (3) 인버트 콘크리트를 제거했을 경우 콘크리트 라이닝

에 작용하는 하중이 감소하는 이유는 콘크리트 라이닝 폐합 여부에 따른 구조적 영향으로 판단되며, 본 연구가 진행된 현장 조건과 유사한 조건을 가진 기설 터널에서 단순히 발파하중에 의한 콘크리트 라이닝의 영향을 검토하기 위해서는 해석 시 인버트 콘크리트를 제외하여도 무방하다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(1999), *터널표준시방서*, 건설교통부.
2. 건설교통부(2002), *발파소음·진동허용기준검토(안)*, 건설교통부 감사관실, pp.9-29.
3. 기경철, 김일중(2002), *산·학인을 위한 발파공학*, 동화기술.
4. 정형식(2004), *토목기술자를 위한 암반역학*, 세론, pp.262-342.
5. 한국터널공학회(2004), *터널의 이론과 실무*, 구미서관.
6. Hendron A. J., Oriard L. L. (1972), "Specifications for Controlled Blasting in Civil Engineering Projects", *Proceedings of the North American Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Lane K. S. & Garfield L. A., Ed., Chicago IL, Vol.2, pp.1585-1623.
7. Itasca Consulting Group, Inc. (2002), *FLAC^{3D} Manual: Optional Features*, Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, USA.
8. Littlejohn G. S., Rodger A. A., Mothersville D. K. V., Holland D. C., (1987), "Monitoring the Influence of Blasting on the Performance of Rock Bolts at Penmaenbach tunnel", *Int. Foundations & Tunnels Conference*, Vol.2, pp.99-106.
9. National Highway Institute (1991), *Rock Blasting and Overbreak Control*, pp.415.
10. Starfield A. M., Pugliese J. M. (1968), "Compressional Waves Generated in Rock by Cylindrical Explosive Charge: A Comparison Between a Computer Model and Field Measurements", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.5, No.1, pp.65-77.
11. Stjern G., Myrvang A. (1998), "The Influence of Blasting on Grouted Rockbolts", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.13, No.1, pp.65-70.

(접수일자 2007. 3. 8, 심사완료일 2007. 8. 29)