

발파진동으로 인한 터널 콘크리트 라이닝과 록볼트 거동의 수치해석적 분석

Numerical Analysis of Concrete Lining and Rockbolt Behavior of the Tunnel Associated with Blast-induced Vibration

전상수* · 장양원**

Jeon, Sang-Soo · Jang, Yang-Won

Abstract

Since the blast vibration induced by explosives of the powder possibly provide damage of the nearby structures adjacent to the tunnel, the stability of the nearby structures should be estimated. In this study, the stability of the tunnel based on the allowable peak particle velocity of the structures as well as allowable stress of the structures presented in the concrete structural design standard was estimated with respect to the stress of the concrete lining and axial force of the rockbolt during the blasting operation at the ground surface of the pre-existing tunnel. The analyses were carried out by using FLAC^{2D} which is one of the programs developed based on the finite difference method. The bending compressive stress and shear stress of the concrete lining and axial force of the rockbolt were rapidly increased when the blasting operation was conducted near the tunnel.

Key words : Tunnel, Blast-Induced Vibration, Allowable Stress, Numerical Analysis

요 지

발파 시 폭약의 폭발로 발생하는 발파진동은 발파지역 인근의 기존 구조물에 피해를 유발시킬 수도 있으며, 이러한 경우 구조물의 안정성 검토를 필요로 한다. 본 연구에서는 기설 터널의 상부 지층 발파 시 터널의 안정성을 구조물의 허용진동속도가 아닌 콘크리트 구조설계기준에 제시된 구조물의 허용응력을 기준으로 수치해석 프로그램인 FLAC^{2D}를 이용하여 구조물의 발파진동이 터널 지보재인 콘크리트 라이닝의 응력 및 록볼트의 축력에 미치는 영향을 검토하였다. 터널에 근접하여 발파가 이루어지는 경우에는 발파진동속도와 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력, 록볼트의 축력은 급격히 증가하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 터널, 발파 진동, 허용응력, 수치해석

1. 서 론

폭약을 암반 속에 장전하고 폭발 시키면 초기에는 충격압력이 발생하며 그 후에 가스압력이 발생한다. 폭약이 폭발하면서 발생한 폭굉압은 기폭 후 수 μ sec에서 최고치에 달하고 그 압력은 5~20만 기압에 달하며, 이 값은 주위의 암반 강도보다 훨씬 높다. 이와 같은 초고압의 충격하중은 충격파의 형태를 가지고 발파공 주변 암반으로 전파되며, 발파공 주변을 전파하는 이러한 압력은 주변 암반을 파쇄·분쇄시킨다. 그 후에 발생하는 가스압력은 파쇄된 암반의 균열을 확대시키거나 암반을 비산시킨다. 파쇄영역을 통과해서 주위 암반에 3차원적으로 방사된 파동은 암반 중에 균열을 생성시키면서 전파해 가지만 거리에 따라 현저하게 감소되어 암반에

영향이 없는 영역으로 전파된다. 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 주기가 같은 진동으로 나타난다(기경철과 김일중, 2002). 동하중에 대한 터널 지보재 중 록볼트 거동에 관한 지금까지 진행된 연구는 발파 굴진 시 발생된 진동에 의한 암반에 설치된 록볼트 성능에 관한 실험 계측이 주를 이루었다. Stillborg (1984)는 최대진동속도 50cm/sec에 노출된 록볼트의 성능 감소는 없다는 연구를 발표하였고, Stjern과 Myrvang (1998)은 장약량 32 kg(다이아미터)의 발파진원지와 3.4 m 이격된 거리에서 발파 시 록볼트의 성능 감소는 없다는 연구를 수행하였다.

*정희원 · 인제대학교 토목공학과 (건설기술연구소) 조교수 (E-mail: ssj@inje.ac.kr)

**인제대학교 토목공학과 공학석사

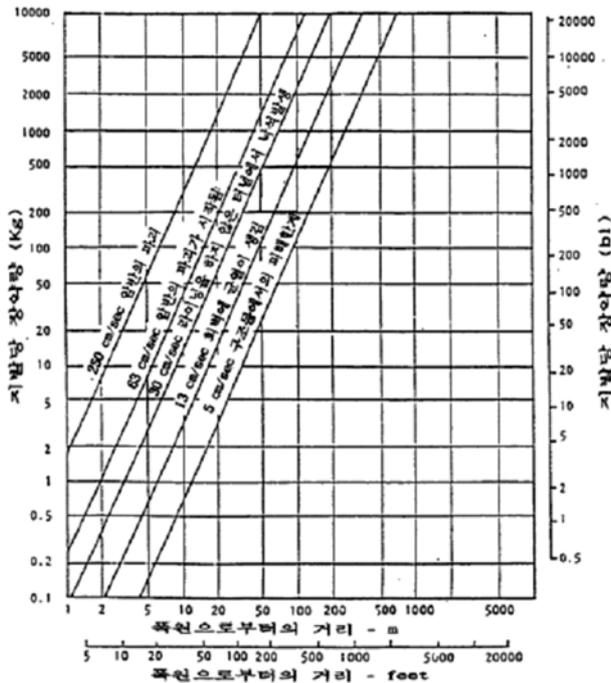


그림 1. 진동속도에 따른 폭원으로부터의 거리와 지발당 장약량의 관계 (한국토지개발공사, 1993)

라이닝을 하지 않은 지하터널의 발파진동 허용치는 미공병단이 1945년부터 1952년 사이에 사암과 화강암 내 라이닝을 하지 않은 터널의 동적 안정성을 조사하기 위해 터널 가까이에서 다수의 폭파시험을 한 것을 Hendron (1977)에 의해 요약 제시된 바가 있다. 피해의 범위를 그림 1과 같이 4개의 범위로 나누고, 각 영역에서의 환상거리, 변형율, 진동속도 등을 구하였다. 이를 통해 구해진 낙석이 발생할 수 있는 진동속도 허용치는 90 cm/sec이며 안전율을 고려할 경우 진동속도 허용치는 46 cm/sec이라고 하였다.

쏏크리트 라이닝의 경우에도 발파진동의 영향을 받는데, 쏏크리트에 미세균열이 발생하기 시작하는 진동속도가 90 cm/sec로 측정된 바 있다. 또한 지하매설 파이프의 경우 23 cm/sec, 지하 콘크리트 벽의 경우는 25.4 cm/sec의 균열과 파괴가 일어나지 않는 진동속도 허용치가 제시된바 있다(한국토지개발공사, 1993).

국내에서 발파 및 발파로 인한 암반손상, 주변의 기존 구조물에 대한 평가는 주로 시험발파를 통하여 대상지역의 발파진동식을 추정하여 거리와 장약량을 고려하는 경험적인 방법과 진동추정식 검토법이 주로 이용되고 있으나, 최근에는 대상 지역의 지형 및 지반조건을 연속체 또는 불연속체로 묘사하는 동적해석을 이용한 수치해석 방법이 적용되고 있다(박도현 외, 2006).

현재 국내에서 진행된 관련 연구 내용을 살펴보면 신일재와 이정인(2000)은 재령5시간의 콘크리트 라이닝에 대한 소규모 시험 발파로 발파진동을 가한 콘크리트 시료와 진동을 가하지 않고 터널 내에서 양생시킨 공시체에 대해 압축강도를 비교한 결과 콘크리트의 강도 및 탄성과 속도를 저하시킬 수 있는 진동수준은 3~4 cm/sec라는 연구를 수행하였다.

박도현 등 (2006)은 접속도로 개설공사 중 발생하는 절토 구간 비탈면 발파굴착 시 비탈면에 위치한 송전탑의 구조적 안정성 평가를 위해 대상지역의 시험발파로 실측된 진동속도 파형을 이용한 발파하중 산정법을 이용하여 최소 발파이격거리 30 m에서 소규모 진동제어 발파 시 허용진동속도 1 cm/sec를 만족한다는 연구를 수행하였다.

정용훈 등 (2006)은 지하 원유비축기지의 건설과정 중 발파진동에 대한 지상 저장탱크를 포함한 주변구조물의 안정성을 확보하기 위해 시험발파로 계측된 진동자료를 분석하여 발파진동식을 산정하여 지상 저장탱크의 안정성을 평가하였다.

전상수 등 (2007)은 기존에 제시된 이론식과 수치해석 프로그램을 사용하여 기설 터널 상부 지층 발파 시 터널 천단부에서의 발파진동이 발파진동허용기준을 만족할 경우 발파하중이 콘크리트 라이닝의 응력에 미치는 영향은 미미하며, 록볼트의 축력 증가량은 콘크리트 라이닝의 축력 증가량보다 큰 폭으로 증가하나, 이 경우도 허용기준을 만족한다는 연구를 발표하였다.

발파진동으로 인한 구조물의 피해정도는 진동속도에 비례하기 때문에 여러 나라에서 대부분 발파진동 규제기준을 진동속도로 정하고 있다. 국내에서 규정하고 있는 발파진동에 대한 규제 기준은 환경부의 소음·진동 규제법과 건설교통부(구)의 발파진동허용기준이 있다. 하지만 건설교통부에서 발파진동 규제기준으로 제시한 터널시방서의 발파진동허용기준은 발파공학적인 기술특성을 알지 못한 상태에서 부실하게 규제기준을 만들어 정상적인 발파 공사를 방해할 뿐만 아니라 선진국과 국내에서 지극히 정상적으로 발파 공사를 수행하고 있는 공법까지도 발파진동허용기준에 저촉되어 공법을 폐기해야하는 문제점이 발생되었고 국·내외의 실제 계측자료 및 해석자료를 비교해 보면 국내의 발파진동기준을 크게 초과하는 범위에서도 터널지보재의 안정성에는 문제가 없는 것으로 나타나고 있다(두준기와 류창하, 2004).

따라서 본 연구에서는 기설 터널의 상부에 용지 개발을 위한 암반 발파 공사 시 발파 진동에 의한 터널 지보재인 콘크리트 라이닝과 록볼트의 안정성에 영향을 미치지 않는 발파이격거리를 콘크리트 구조설계기준에 제시된 구조물의 허용응력을 기준으로 산정하여 기존에 연구된 허용진동속도를 만족하는 발파이격거리와 허용응력을 만족하는 발파이격거리의 차이점을 제시하기 위해 수치해석을 통한 분석을 수행하였다.

터널 지보재 중의 하나인 쏏크리트의 내구연한은 시공 중의 품질과 터널 주변 지반 및 지하수 등의 환경조건에 따라 크게 영향을 받기 때문에 내구연한의 예측이 불가능하다(한국터널공학회, 2004). 따라서 본 연구에서는 쏏크리트의 경우 내구연한에 의해 완전히 손상되었다고 가정하여 발파진동에 대한 해석에서는 제외하였다.

2. 해석조건

2.1 지반조건

본 연구 대상 지역의 경우 산악 고지대의 노후화된 주거지

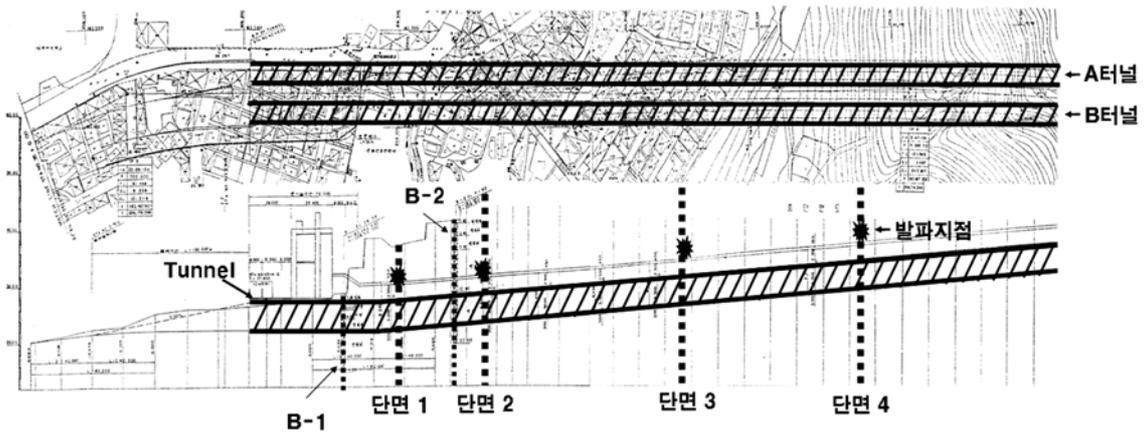


그림 2. 지층단면도.

를 대상으로 토지이용의 효율성을 높이고 주거환경 개선을 위한 주택 재개발사업을 추진하려고 하나, 개발지역 하부에 터널의 시점부가 통과하고 있어 발파를 통한 부지조성 시 발파진동에 의한 터널의 안정성 평가가 선행되어야 한다.

그림 2 및 그림 3은 각각 지층단면도 및 시추주상도를 나타낸다. 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 인근 지역에서 시추된 지반물성을 이용하여 지반의 물성 값을 결정하였다. 수치해석에 적용된 지반물성은 표 1과 같다.

기설 터널의 상부에 용지개발이 되는 구간은 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+0m라 하고, 지보패턴의 변화에 따라 수치해석 단면을 구분하면 표 2와 같이 총 5개의 단면으로 구분되어진다. 특수단면은 지반이 매립층과 풍화토 등의 지반으로 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 시공되어있다. 특수단면의 경우 기계 굴착 등이 가능하여 진동 해석에는 제외되었다.

지보패턴 I은 길이 3m, 직경 0.25m의 록볼트와 H형강(H-100×100×6×8)의 아치형 강지보공이 터널진행방향으로

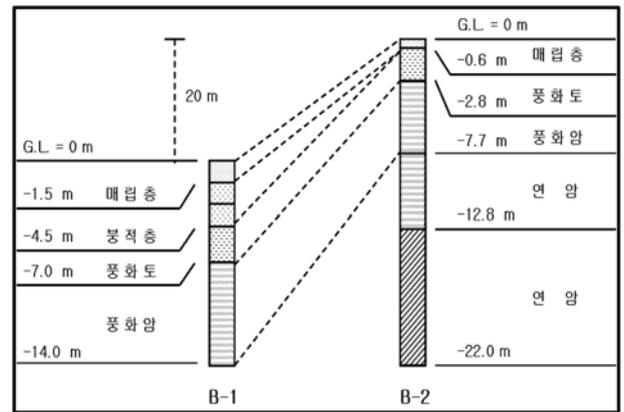


그림 3. 시추주상도.

표 1. 수치해석 시 사용된 지반물성

	단위중량 (ton/m ³)	점착력 (ton/m ²)	내부마찰각 (°)	탄성계수 (ton/m ²)	포이송비
풍화토	2.0	1.0	30	6,000	0.35
풍화암	2.2	3.0	35	14,000	0.3
연암	2.5	6.0	40	25,000	0.25

1m 간격으로 교차 시공되어 있다. 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 동일하

표 2. 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. 0K + 0m ~ STA. 0K + 90m	STA. 0K + 90m ~ STA. 0K + 170m	STA. 0K + 170m ~ STA. 0K + 295m	STA. 0K + 295m ~ STA. 0K + 430m	STA. 0K + 430m ~ STA. 0K + 500m
단면 구성	-	풍화토(G.L.0~3m) 풍화암(G.L.-3~-8m) 연암(G.L.-8~-64m)	풍화토(G.L.0~3m) 풍화암(G.L.-3~-8m) 연암(G.L.-8~-101m)	풍화토(G.L.0~3m) 풍화암(G.L.-3~-8m) 연암(G.L.-8~-119m)	풍화토(G.L.0~3m) 풍화암(G.L.-3~-8m) 연암(G.L.-8~-131m)

표 3. 수치해석 시 사용된 록볼트 물성(지보패턴 1)

단면적 (m ²)	밀도 (ton/m ³)	탄성계수 (ton/m ²)	항복강도 (ton)	그라우트 점착강도 (ton/m ²)	그라우트 전단강성 (ton/m ²)	주면장 (m)
5.1×10 ⁻⁴	7.86	2.10×10 ⁷	19.6	80.2	1.40×10 ⁶	0.0785

표 4. 콘크리트 허용응력(한국콘크리트학회, 2003)

응력의 종류	부재		허용응력 (kg/cm ²)		
			콘크리트 시방서	도로교 시방서	
휨 압축응력	휨 부재		0.4 f _{ck}	0.4 f _{ck}	
전단응력	보	전단철근이 없는 경우	0.25 √f _{ck}	0.25 √f _{ck}	
		전단철근이 있는 경우	0.15 √f _{ck}	0.15 √f _{ck}	
	슬래브 및 확대기초	전단철근이 없는 경우	1 방향 작용	0.25 √f _{ck}	0.25 √f _{ck}
			2 방향 작용	0.25(1+2/β _c) √f _{ck} ≤ 0.50 √f _{ck}	0.46 √f _{ck}
		전단철근이 있는 경우	1 방향 작용	0.15 √f _{ck}	0.15 √f _{ck}
			2 방향 작용	0.75 √f _{ck}	-

β_c : 집중하중 또는 반력의 작용면에서 긴 변의 작은 변에 대한 비
 f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도

게 시공되어 있다. 수치해석에 적용된 록볼트의 물성치는 표 3과 같다.

2.2 터널 지보재 허용응력기준

터널 지보재인 콘크리트 라이닝과 록볼트의 허용응력은 표 4와 표 5의 콘크리트 구조설계 기준(한국콘크리트학회, 2003)에서 제시된 콘크리트와 허용응력과 철근의 허용응력을 기준으로 하였다. 본 연구에서 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력은 철근이 보강되지 않은 무근 콘크리트 라이닝으로 계산하였다. 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f = \frac{My}{I} + \frac{P}{A} \quad (1)$$

여기서, f는 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력(ton/m²), M은 콘크리트 라이닝의 휨 모멘트(ton·m), y는 콘크리트 라이닝의 중립축으로부터의 거리(m), I는 콘크리트 라이닝의 단면이차 모멘트(m⁴), P는 콘크리트 라이닝의 축력(ton), A는 콘크리트 라이닝의 단면적(m²)을 나타낸다.

또한, 콘크리트 라이닝의 전단응력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\tau = \frac{N}{A} \quad (2)$$

여기서, τ는 콘크리트 라이닝의 전단응력(ton/m²), N은 콘크리트 라이닝의 전단력(ton)을 나타낸다.

콘크리트 라이닝의 허용 휨 압축응력은 터널 설계 시 콘크리트 설계 기준강도인 1,770 ton/m²의 40%인 708 ton/m²이 되고, 콘크리트 라이닝을 전단 철근이 없는 보로 해석할 경우, 콘크리트 라이닝의 허용 전단응력은 33.3 ton/m²이 된다.

표 5. 철근 허용응력(한국콘크리트학회, 2003)

응력의 종류	부재	허용응력 (kg/cm ²)
인장응력 압축응력	휨 부재	0.5 σ _y
압축응력	압축부재 (나선철근 기둥, 머철근 기둥)	0.4 σ _y

σ_y : 철근의 항복강도

록볼트의 허용축력의 경우 철근의 항복강도인 19.6 ton의 40%인 7.86 ton이 된다.

3. 수치해석 모델링

3.1 발파하중 산정

국내에서 에멀전계의 폭약 제원은 표 6과 같고 에멀전계 화약 비중의 평균값인 1.2 g/cm³과 폭발속도 5,500 m/sec를 이용하여 발파하중을 Hino와 Urakawa(1956)가 제안한 식 (3)으로 구하면, 발파하중은 96,400 kg/cm²으로 계산된다.

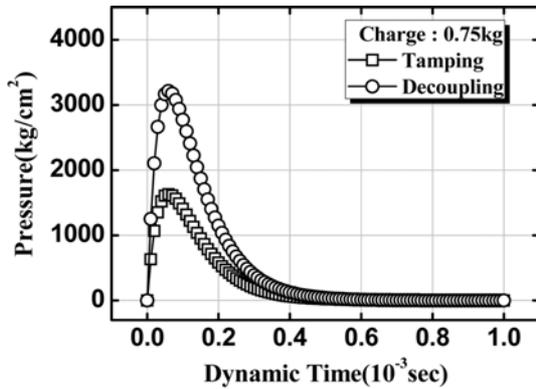
$$P_D = 0.000424V_e^2 \rho_e (1 - 0.543\rho_e + 0.193\rho_e^2) \quad (3)$$

여기서, P_D는 화약의 발파하중(kg/cm²), V_e는 화약 평균폭발속도(cm/sec), ρ_e는 화약 평균비중(g/cm³)을 나타낸다.

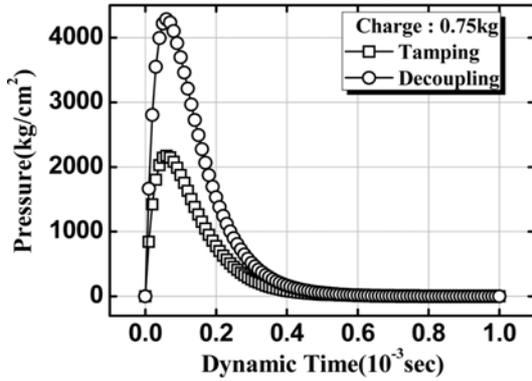
에멀전계 폭약의 최대 직경은 38 mm이고 국내에서 발파

표 6. 에멀전계 폭약 제원(정형식, 2004)

폭발속도 (m/sec)	가 비 중 (g/cm ³)	폭 발 열 (J/kg)	가 스 럽 (l/kg)	내 한 성 (°C)	내 수 성
4,500~5,500	1.1~1.3	3487	810~890	-20	최우수



(a) 장약량 0.75kg



(b) 장약량 1.0kg

그림 4. 발파하중에 따른 이간이력 곡선.

시 천공경을 대부분 45 mm로 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(National Highway Institute, 1991). 그림 4와 같이 미국 National Highway Institute(1991)에서 제시한 식 (4)와 식 (5)에 의해 장약량 0.75 kg과 1.0 kg, 1.25 kg의 전색과 디커플링 시의 발파하중을 구하고, Starfield와 Pugliese(1968)가 제안한 식 (6)을 이용하여 등가환산 발파하중(P')을 계산하여, 이 값을 식 (7)을 이용하여 시간에 따른 발파이력을 계산 후 수치해석 발파하중 값으로 이용한다(전상수 등, 2007).

$$P_A = \frac{2\rho_a C_a}{\rho_a C_a + \rho_e V_e} \times P_D \quad (4)$$

$$P_B = \left(\frac{d_c}{d_h}\right)^3 \times P_D \quad (5)$$

$$P' = P_B \times W \times 2\pi \times \frac{\text{천공경}}{\text{발파공주변길이}} \quad (6)$$

$$P(t) = 4 \times P' \times \left\{ \text{Exp}\left(\frac{-Bt}{\sqrt{2}}\right) - \text{Exp}(-\sqrt{2}Bt) \right\} \quad (7)$$

여기서, P_A 는 전색 시 발파하중(kg/cm^2), ρ_a 는 전색밀도(모래 = $1.7 \text{ g}/\text{cm}^3$), C_a 는 충격파의 전파속도(모래 = $700 \text{ m}/\text{sec}$), P_B 는 디커플링 시 발파하중(kg/cm^2), d_c 는 화약의 직경(mm), d_h 는 천공경(mm), P 는 등가환산 발파하중(kg/cm^2), W 는 지

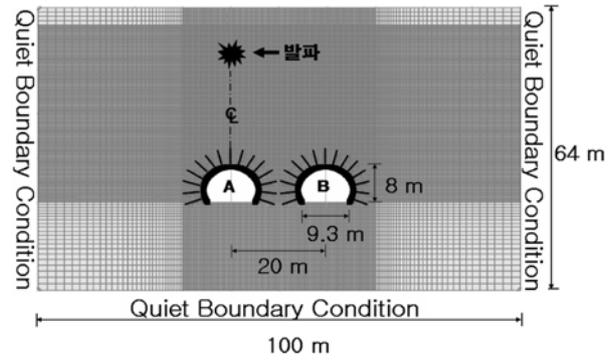


그림 5. 수치해석 모델도(단면 1)

발당 장약량(kg), $P(t)$ 는 모델입력 하중 값, B 는 하중계수 (=16,338), t 는 하중지속시간을 나타낸다.

3.2 모델 조건

발파해석에 사용된 모델은 지보재의 패턴 변화에 따라 총 4개의 단면으로 구분하였다. 각 단면마다 장약량 0.75 kg과 1.0 kg, 1.25 kg에 대하여 발파이격거리를 감소시켜가며 각 단면의 발파 진동속도와 터널지보재의 응력을 계산하였다.

그림 5는 단면 1에 적용된 수치해석 모델도이다. 발파진원지에서 터널까지의 격자는 0.2m 간격을 유지하였으며, 그 외 영역에서는 해석시간의 효율성을 위해 일정비율로 격간 간격을 증가시켜 해석 시 시간의 효율성을 증대시켰다. 모델 격자에서 A터널은 터널의 시점 방향, B터널은 종점 방향으로 A터널의 천단부에서 발파진동속도를 계산하였다. 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 하였고, 모델의 경계조건으로는 진동파를 흡수하는 경계조건인 Quiet Boundary Condition을 적용하였다.

4. 수치해석 결과

콘크리트 라이닝과 록볼트의 허용응력을 만족하는 발파이격거리를 산정하기 위해 발파진원지에서 24 m 이격된 거리에 서부터 2 m 간격으로 발파이격거리를 줄여가며 최대진동속도와 콘크리트 라이닝의 최대축력과 최대전단력, 최대모멘트, 록볼트의 최대축력을 계산하였다. 표 7은 발파이격거리 4 m에

표 7. 터널 천단부 최대진동속도(cm/sec) - 발파이격거리 4 m

	장약량		
	0.75 kg	1.0 kg	1.25 kg
단면 1	111.28	156.12	201.24
단면 2	116.01	154.54	210.09
단면 3	116.62	154.34	195.17
단면 4	123.89	163.79	204.91

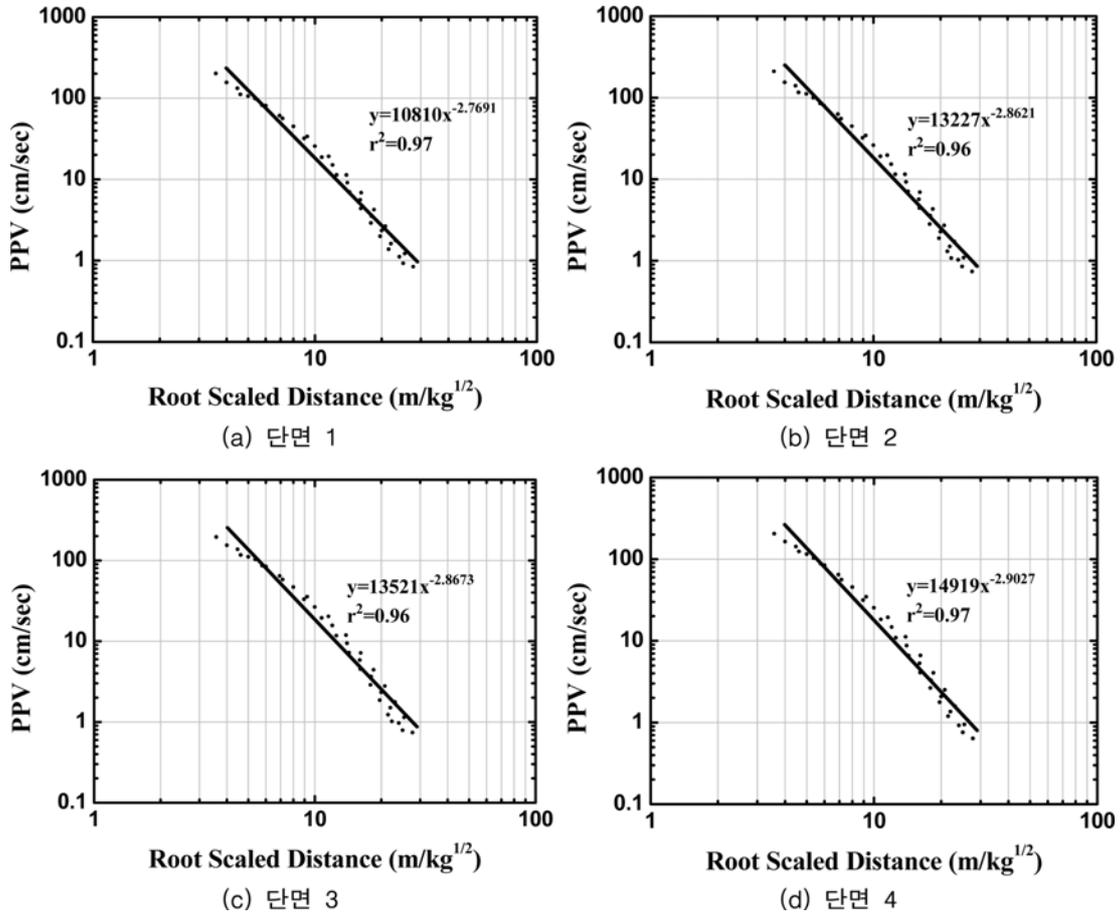


그림 6. 발파이격거리에 따른 각 단면별 터널 천단부 최대진동속도.

서 터널 천단부 최대진동속도를, 그림 6은 발파이격거리와 장약량에 따른 A터널 천단부의 최대진동속도를 제공된 환산거리로 도시한 것이다. 각 단면별 천단부 발파진동속도를 분석하여 회귀분석을 실시하여 발파진동식을 산출하였다. 각 단면별로 K값은 10,810~14,919의 범위 내에서 분포하였고, n값은 -2.769~2.901의 범위 내에 분포하였으며 이때 결정계수 r^2 값은 0.96~0.97로 높게 나타났다.

발파이격거리가 24 m에서 감소해 갈수록 최대진동속도는 급격히 증가하였고, 동일한 발파이격거리에서 장약량에 따른 최대진동속도의 증가율을 계산하면 장약량이 0.25 kg 증가할 때 최대진동속도가 약 25%정도 증가하는 것으로 계산되었다.

표 8과 9는 각각 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력을, 그림 7과 그림 8은 각각 발파이격거리에 따른 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력을 제공된 환산거리로 도시한 것이다. 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력은 장약량 0.75 kg일 경우, 발파이격거리 5 m일 때 허용 휨 압축응력인 708 ton/m²을 초과하지 않은 것으로 나타났지만, 발파이격거리가 4 m일 경우, 모든 단면에서 허용 휨 압축응력을 초과함을 알 수 있다.

장약량 1.0 kg일 경우, 발파이격거리 6 m일 때 단면 1에서 허용 휨 압축응력을 초과하지 않은 것으로 나타났지만, 발파이격거리가 5 m일 경우, 모든 단면에서 허용 휨 압축응력을 초과함을 알 수 있다.

장약량 1.25 kg일 경우, 발파이격거리 6 m일 때 단면 1과

단면 3에서는 허용 휨 압축응력을 초과하지 않는 것으로 나타났지만 단면 2와 단면 4에서는 허용 휨 압축응력을 초과하므로 현재의 지반조건에서는 터널 천단부에서 콘크리트 라이닝의 허용 휨 압축응력을 초과하지 않는 발파이격거리는 장약량 0.75 kg에서는 5 m 이상, 장약량 1.0 kg에서는 6 m 이상, 장약량 1.25 kg에서는 8 m 이상임을 알 수 있다.

콘크리트 라이닝의 전단응력은 장약량 0.75 kg일 경우, 발파이격거리가 8 m일 때, 모든 단면에서 허용 전단응력인 33.3 ton/m²를 만족하는 것으로 계산되었고, 장약량 1.0 kg일 경우, 발파이격거리 8 m일 때 단면 1과 단면 2, 단면 3에서는 허용 전단응력을 초과하지 않은 것으로 나타났지만, 단면 4에서 허용 전단응력을 초과하는 것으로 계산되었고, 장약량 1.25 kg일 경우 발파이격거리가 8 m일 때 모든 구간에서 허용 전단응력을 초과하여 발파이격거리가 10 m 이상일 때 허용 전단응력을 만족하는 것으로 계산되었다.

A터널 천단부에서 콘크리트 라이닝의 허용 전단응력을 초과하지 않는 발파이격거리는 허용 휨 압축응력을 초과하지 않는 발파이격거리에 비해 약 1.6배가 증가하는 것으로 계산되어 발파진동이 콘크리트 라이닝의 전단력이 미치는 영향이 휨 압축응력에 비해 큰 것으로 나타났다.

그림 9와 그림 10은 각각 장약량 1.0 kg일 경우, A터널 천단부에서 계산된 최대진동속도와 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력 비교해 나타낸다. 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력은 최대진동속도와 비교해 선형적으로 증

표 8. 콘크리트 라이닝 휨 압축응력 (ton/m²)

	장약량 0.75 kg		장약량 1.0 kg		장약량 1.25 kg	
	발파이격거리		발파이격거리		발파이격거리	
	5 m	4 m*	6 m	5 m*	6 m	5 m*
단면1	565	853	560	778	649	931
단면2	555	860	553	774	729*	1053
단면3	513	816	526	732	626	890
단면4	637	957	643	877	758*	1040

* : 허용응력(708 ton/m²)을 초과하는 경우

표 9. 콘크리트 라이닝 전단응력 (ton/m²)

	장약량 0.75 kg		장약량 1.0 kg		장약량 1.25 kg	
	발파이격거리		발파이격거리		발파이격거리	
	8 m	6 m*	8 m	6 m*	10 m	8 m*
단면1	23.4	40.3	31.8	54.4	24.0	38.8
단면2	22.9	38.4	31.6	52.8	22.1	38.4
단면3	19.9	35.9	27.5	49.5	21.7	35.4
단면4	24.1	44.9	34.2*	64.5	24.8	46.8

* : 허용응력(33.3 ton/m²)을 초과하는 경우

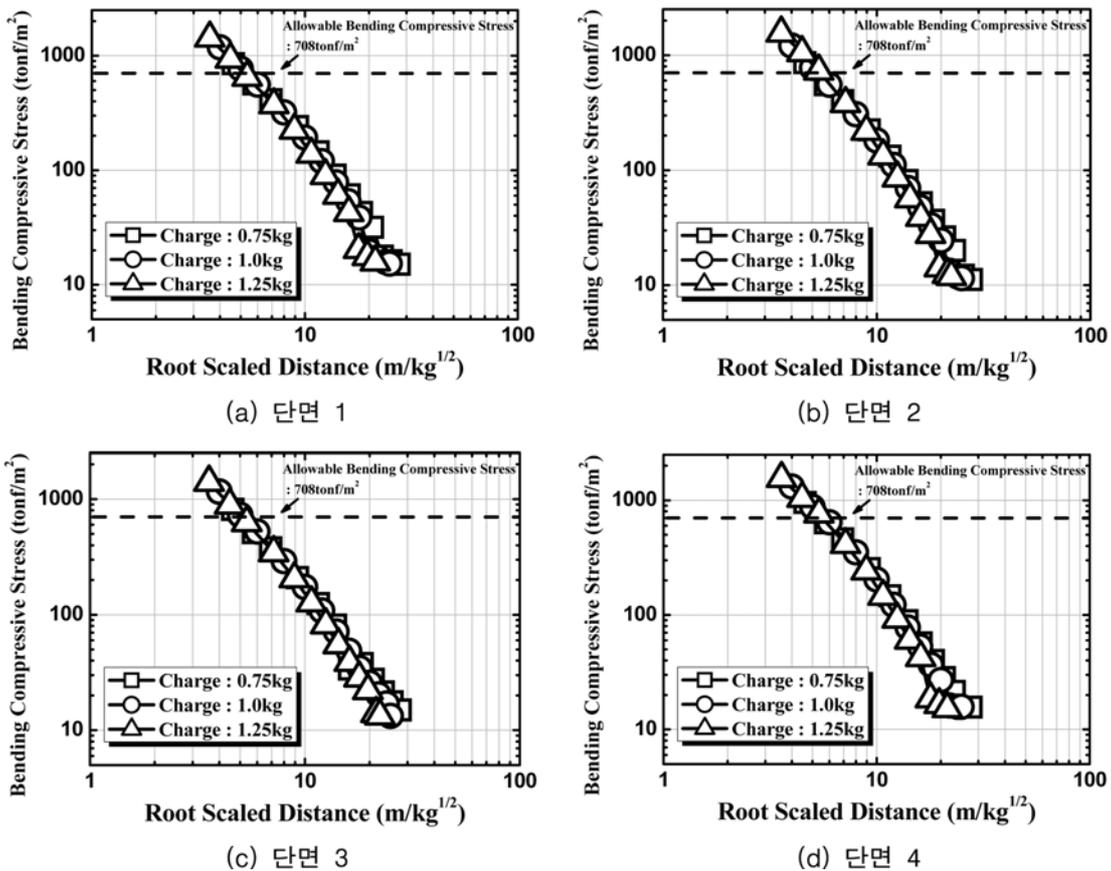
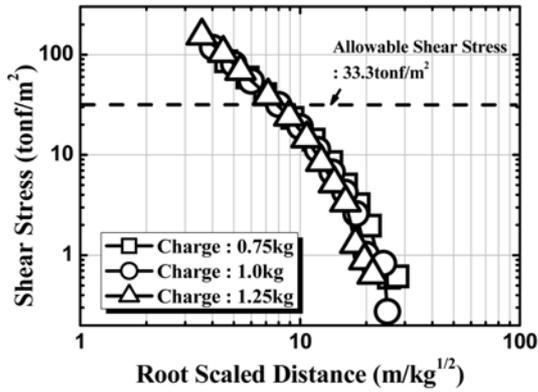


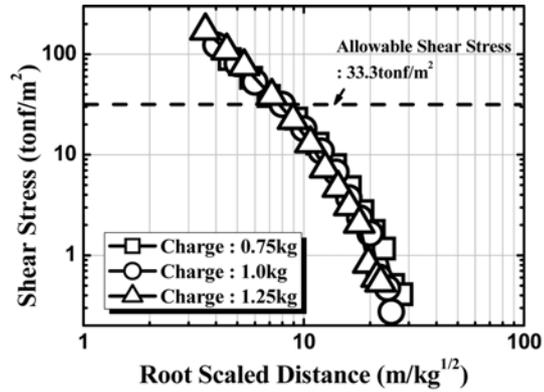
그림 7. 발파이격거리에 따른 콘크리트 라이닝 휨 압축응력.

가하는 경향을 나타내었다. 휨 압축응력의 경우 최대진동속도가 약 85 cm/sec 이상일 때 허용 휨 압축응력을 초과하고, 전단응력은 최대진동속도가 약 40 cm/sec 이상일 때 허용 전단응력을 초과하는 것으로 나타났다.

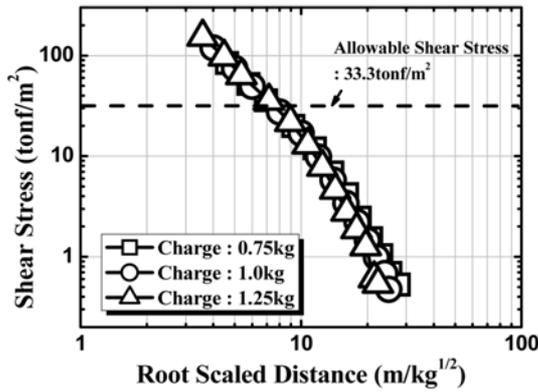
그림 11은 발파이격거리에 따른 록볼트의 축력을 나타낸다. A터널 천단부에 수직으로 설치된 길이 3m인 록볼트의 경우 콘크리트 라이닝에 비해 발파이격거리가 3m가 줄어들게 된다. 단면 1과 단면 3의 경우, A터널 천단부 록볼트와



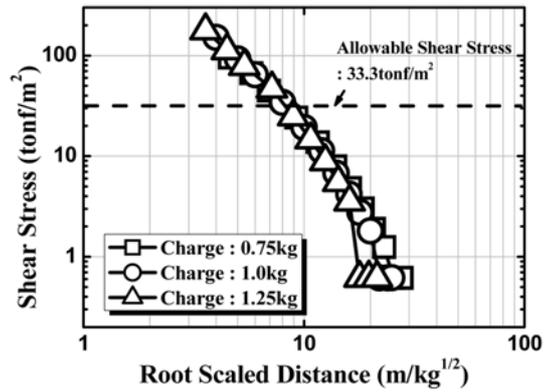
(a) 단면 1



(b) 단면 2



(c) 단면 3



(d) 단면 4

그림 8. 발파이격거리에 따른 콘크리트 라이닝 전단응력.

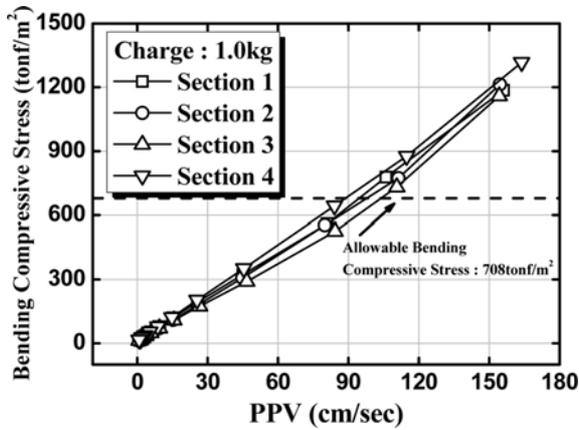


그림 9. 최대진동속도와 콘크리트 라이닝 휨 압축응력.

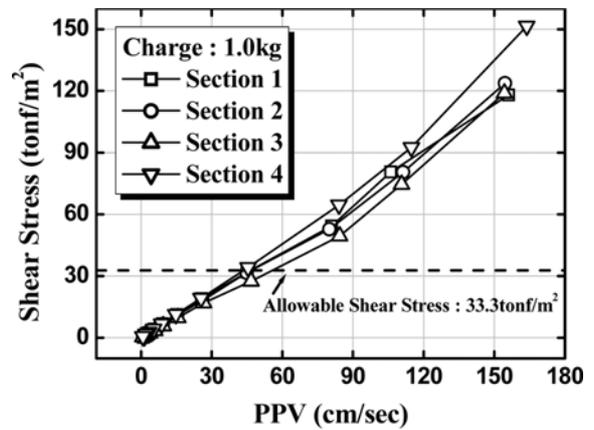


그림 10. 최대진동속도와 콘크리트 라이닝 전단응력.

의 발파이격거리가 5 m일 때, 장약량 0.75 kg인 경우 록볼트의 축력은 각각 5.94 ton과 6.13 ton으로 허용축력인 7.86 ton을 만족하는 것으로 계산되었고, 장약량 1.0 kg에서는 발파이격거리가 7 m일 때 록볼트의 축력은 각각 4.16 ton과 4.26 ton, 장약량 1.25 kg에서도 발파이격거리가 7 m일 때 록볼트의 축력은 각각 6.7 ton과 6.43 ton 계산되어 허용축력을 만족하는 것으로 계산되었다. 단면 2와 단면 4의 경우, 록볼트가 터널 진행방향으로 각각 1.2 m와 2 m 간격으로 시공되어 있어 이를 2차원으로 보정하면 록볼트의 항복축력은 각각 16.36 ton과 9.82 ton, 허용축력은 6.54 ton과 3.92 ton이 된다. 단면 2와 단면 4의 경우에서도 발파이격거리가 5 m일 때,

장약량 0.75 kg인 경우 허용축력을 만족하였고, 장약량 1.0 kg과 1.25 kg일 경우 발파이격거리 7 m일 때 허용축력을 만족하는 것으로 계산되었다.

록볼트의 경우 허용축력을 만족하기 위한 록볼트와 발파지점과의 발파이격거리는 장약량 0.75 kg에서는 5 m 이상, 장약량 1 kg과 1.25 kg에서는 7 m 이상의 이격거리를 유지하여야 하며, A터널 천단부위는 각각 8 m와 10 m이상의 이격거리에서 록볼트의 안정성이 확보함을 알 수 있다.

단면 4에서 장약량 1.0 kg일 경우, 콘크리트 라이닝의 허용 휨 압축응력을 만족하는 발파이격거리는 6 m 이상, 허용 전단응력을 만족하는 발파이격거리는 10 m 이상, 록볼트의 허

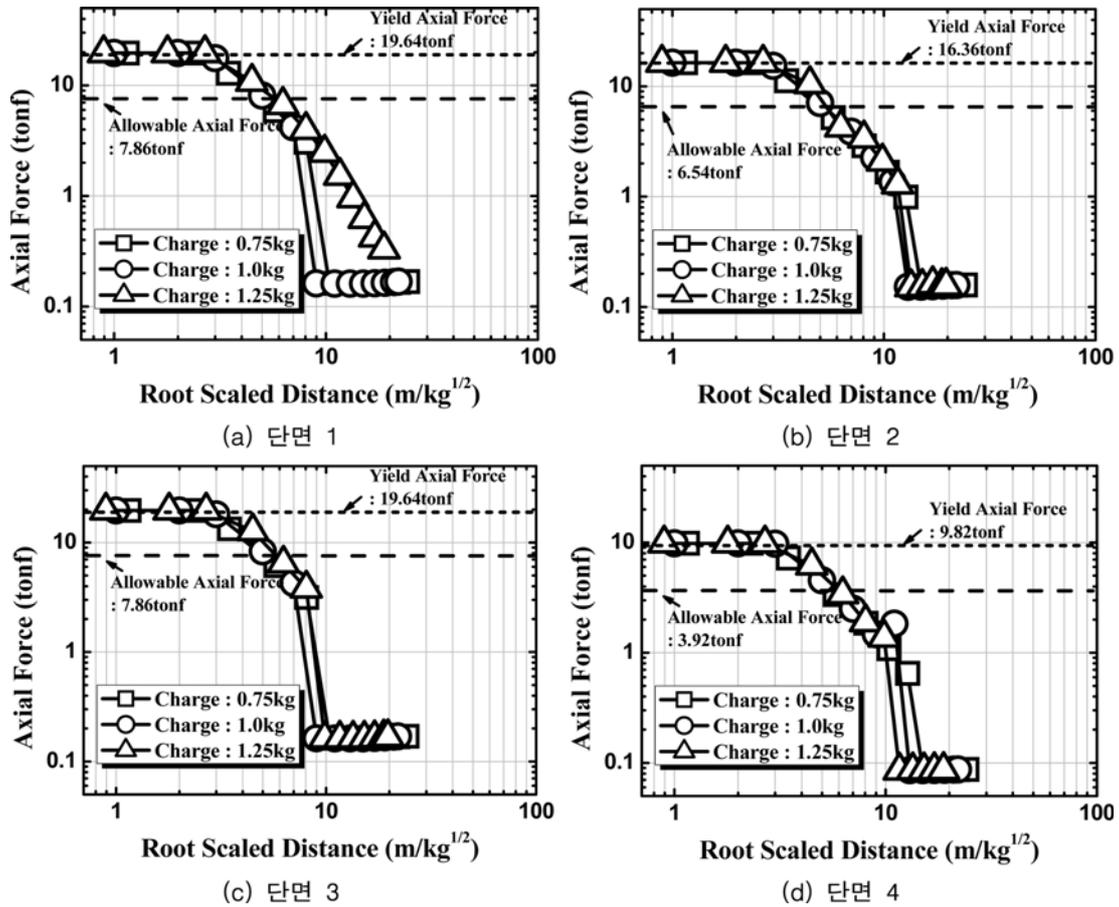


그림 11. 발파이격거리에 따른 록볼트 축력.

용축력을 만족하는 터널 천단부에서의 발파이격거리는 10 m 이상으로 계산되어 본 연구에서 검토된 현장지반조건에서의 터널의 경우 발파이격거리 10 m 이상에서 발파하중에 대해 터널 구조물의 안정성이 확보됨을 알 수 있다. 한편 전상수 등(2007)이 기존에 연구한 터널 상부지층 발파시 허용진동속도를 만족하는 발파이격거리의 연구내용과 비교해 보면 기존 연구에서는 허용진동속도 1cm/sec를 만족하는 발파이격거리를 수치해석 프로그램을 이용하여 계산한 결과 장약량 1.0 kg에서는 25 m로 나타났으며 이때의 진동속도는 0.93 cm/sec, 발파 시 콘크리트 라이닝의 축력은 약 2%가 증가하였으며, 콘크리트 라이닝의 최대 휨 압축응력은 24.17 ton/m², 콘크리트 라이닝의 최대 전단응력은 2.6 ton/m²로 계산되었다. 따라서 장약량 1.0 kg에서 허용응력을 만족하는 발파이격거리인 10 m는 전상수 등(2007)에 의해 선행 연구된 허용진동속도 1.0 cm/sec를 만족하는 발파이격거리인 25 m와는 큰 차이가 있는 것으로 나타났다.

그림 12는 장약량 1.0 kg일 경우, A터널 천단부에서 계산된 최대진동속도와 록볼트 축력을 비교해 나타낸다. 록볼트 축력의 경우 최대진동속도가 약 25 cm/sec 이상일 때 허용축력을 초과하고, 최대진동속도가 약 80 cm/sec 이상일 때 항복축력에 도달하는 것으로 나타났다.

발파하중에 대한 지보재의 응력변화를 수치해석으로 계산하게 되면 지반에서 발파로 인한 동·정적 파괴 메커니즘에 의한 지반의 응력변화와 터널 상부의 이완하중 변화, 지반

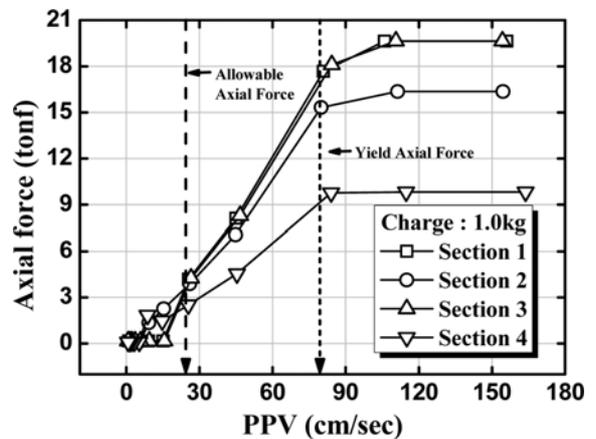


그림 12. 최대진동속도와 록볼트 축력.

내 콘크리트 구조물의 응력변화 등이 실제 거동과 차이가 발생할 수 있으며, 본 연구에서는 단일공 발파를 모사하였으나 실제 시공 시 발파공은 수십 혹은 수백 개에 달하므로 이러한 차이를 비교·분석하기 위해서는 추후 다양한 조건에서 수치해석과 현장시험을 통해 발파진동에 의한 터널 안정성 평가의 연구가 필요하다.

5. 결 론

본 연구에서는 터널인접지역의 발파진동에 의한 터널 지보

재의 거동을 터널 안정성 측면에서 수치해석 프로그램인 FLAC^{2D}를 이용해 콘크리트 구조물의 허용응력 기준으로 터널 천단부로부터 콘크리트 라이닝의 허용응력, 록볼트의 허용축력을 초과하지 않는 발파이격거리를 산정하였다. 본 연구의 해석조건인 연암물성의 지배를 받는 기설터널에서 장약량 0.75 kg과 1.0 kg으로 터널 상부 발파를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 장약량 1.0 kg에서 허용응력을 만족하는 발파이격거리는 선행 연구된 허용진동속도 1.0 cm/sec를 만족하는 발파이격거리와는 큰 차이가 발생하는 것으로 나타났다.
- 2) 발파지점이 터널 천단부에 가까울수록 콘크리트 라이닝의 휨 압축응력과 전단응력, 록볼트의 축력이 급격히 증가하며, 허용 전단응력을 초과하지 않는 발파이격거리가 허용 휨 압축응력을 초과하지 않는 발파이격거리에 비해 크므로 발파진동이 콘크리트 라이닝의 전단력에 미치는 영향이 휨 압축응력에 미치는 영향보다 큰 것으로 나타났다.
- 3) 허용응력을 만족하는 발파이격거리는 허용진동속도를 만족하는 발파이격거리와는 큰 차이가 있는 것으로 나타났다.
- 4) 발파 시 콘크리트 라이닝의 최대 휨 압축응력, 최대 전단응력, 록볼트 최대 축력을 터널 천단부에서 계산된 최대진동속도와 비교해 보면 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다.

참고문헌

기경철, 김일중 (2002) 산·확인을 위한 발파공학, 동화기술.
 두준기, 류창하 (2004) 우리나라 발파진동 허용기준의 문제점 고찰. 화약·발파, 제 22권, 3호, pp. 85-95.
 박도현, 조영근, 전석원 (2006) 실측진동파형을 이용한 비탈면 발파진동 해석 사례. 화약·발파, 제24권, 2호, pp. 41-50.

신일재, 이정인 (2000), 발파진동이 양생중인 라이닝 콘크리트에 미치는 영향에 관한 연구. 한국지반공학회는논문집, 제16권, 6호, pp. 59-68.
 전상수, 김두섭, 장양원 (2007) 발파진동이 인접한 터널의 콘크리트 라이닝과 록볼트의 안정성에 미치는 영향평가. 한국지반공학회는논문집, 제23권, 10호, pp. 1-13.
 정용훈, 이정인, 최용근 (2006) 발파진동에 대한 지상 저장탱크의 안정성 평가. 한국소음진동학회논문집, 제16권, 1호, pp. 19-26.
 정형식 (2004) 토목기술자를 위한 암반역학, 새론, pp. 262-342.
 한국콘크리트학회 (2003) 콘크리트구조설계기준.
 한국터널공학회 (2004) 터널의 이론과 실무, 구미서관
 한국토지개발공사 (1993) 암발파 설계 기법에 관한 연구, 한국토지개발공사 기술연구처
 Hendron, Jr., A., J., (1977), Engineering of rock blasting on civil projects. In: Hall, W.J. (Ed.), Structural and Geotechnical Mechanics. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
 Hino, K., Urakawa, T., (1956), Approximate Detonation Pressure of Industrial Explosives, 共業火藥協會誌, Vol. 17, No. 4, pp. 242-250.
 National Highway Institute (1991), Rock Blasting and Overbreak Control, pp. 415.
 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.
 Stillborg, B., (1984), Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock, Ph.D. Thesis, Luleå University, Sweden.
 Stjern, G., Myrvang, A., (1998), The Influence of Blasting on Grouted Rockbolts, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 13, No. 1, pp. 65-70.

© 논문접수일 : 09년 07월 17일
 © 심사의뢰일 : 09년 07월 24일
 © 심사완료일 : 09년 10월 06일