

## 터널굴착이 지상구조물에 미치는 영향평가 및 발파지침설계

### Ground Vibration in Tunnelling by Blasting and its Effect on Surface Structures

신희순<sup>1)</sup>, Hee-Soon Shin, 한공창<sup>1)</sup>, Kong-Chang Han, 류창하<sup>1)</sup>, Chang-Ha Ryu,  
신중호<sup>2)</sup>, Joong-Ho Synn, 박연준<sup>3)</sup>, Yeon-Jun Park, 최영학<sup>4)</sup>, Young-Hak Choi

<sup>1)</sup> 한국자원연구소 책임연구원, Principal Researcher, Korea Institute of Geology, Mining & Materials

<sup>2)</sup> 한국자원연구소 선임연구원, Senior Researcher, Korea Institute of Geology, Mining & Materials

<sup>3)</sup> 수원대학교 교수, Professor, Dept of Civil Engineering, Suwon University

<sup>4)</sup> 한국고속철도 과장, Korea High Speed Rail

**SYNOPSIS** : In tunnel excavation by blast beneath the surface structures in urban area, the characteristics of ground vibration induced by blast and its influence on surface structures are analyzed by the field test and the numerical analysis on dynamic behaviors of the structure. According to the field test on the propagating characteristics of blast vibration through the rock mass and the concrete foundation pile, the attenuation index of peak particle velocity with distance shows the range of 1.7~2.0 for the rock mass and the range of 2.0~2.3 for the concrete pile. This shows that the blast vibration reduces more rapidly in the concrete pile. It is known from the numerical analysis on dynamic behavior of the structure that the coefficient of response, velocity ratio of structure response to input wave, is different according to the story of the structure. It can be said from this research that the characteristics of the ground vibration and the dynamic behavior of the structure should be well evaluated and be considered as important factors for safe blasting design especially in underground excavation at shallow depth in urban area.

**Keywords** : tunnelling, blasting, ground vibration, peak particle velocity, surface structure response

## 1. 서론

최근 고속전철의 건설계획으로 도심통과 노선의 건설시 발파진동으로 인한 민원발생의 가능성이 증가될 전망이다. 구조물의 진동은 구조물의 안전에 대한 우려를 줄뿐 아니라, 건물내의 각종 장비들에 대한 피해가 예상되므로 피해를 줄일 수 있는 방법이 모색되어야 한다. 따라서 발파시 주위건물 및 공사현장에 주는 영향을 최소화하고 발파작업성을 최대화하는 발파설계지침이 필요하다. 조사대상지역은 부산광역시 ○○ 일원 부지로서, 이 부지에는 고층 아파트건립될 예정에 있다. 그런데 고속전철 건설계획에 따라 노선이 확정되었는데 이 아파트 건립예정 부지 하부로는 비스듬히 터널이 통과하는 것으로 되었다. 이 터널은 폭이 15.2m, 높이가 약 11.2m로서 지표 하부 47~80여m에 위치한다. 이 고속전철 터널은 화약발파로 굴착하는 것으로 설계됨으로써 터널굴착공사시 상부의 신축 아파트 및 지반의 안정성에 영향을 줄 가능성을 가지고 있는 것으로 보인다. 즉, 지표로부터 40여m 하부의 비교적 얇은 지하에 터널이 형성됨에 따라 발생하는 화약발파로 인한 진동이 지상 구조물에 피해를 줄 가능성을 생각해 볼 수 있다. 따라서 터널굴착으로 인하여 지상에 존재하는 아파트 구조물에 미치는 영향이나 발파진동

이 지상 아파트에 거주하는 주민들에 미치는 영향 등을 정확히 조사, 파악하여 그 영향을 최소화하고 또한 발파작업성을 최대화하는 발파설계지침등을 마련할 필요가 있다.

## 2. 조사지역의 지형 및 지질개요

본 연구의 조사대상지역은 수계의 발달은 미약한 편이며 아파트 건설부지의 대지면적은 약 6만평이며 그하부에 서울-부산간 고속철도의 부산도심 노선이 계획되어 있다(그림 2.1). 이 지역의 지형은 아파트에 인접하여 비교적 낮은 산능선이 위치하고 있다.

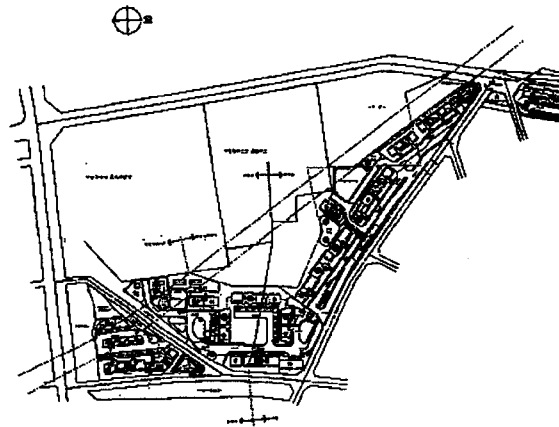


그림 2.1. 터널노선과 건물배치도

본 조사지역의 지질은 중생대 백악기말(Mesozoic Late Cretaceous) 유천층군의 안산암류를 기반암으로 구성되어 있으며 소규모의 암맥상의 안산암들을 제외하고는 대부분 분출암상을 보여준다. 본 암류의 분출은 주로 폭발적인 안산암질 화산각력암위에 놓여 있으며 회색, 암회색, 암록색의 본 암류는 대부분 괴상으로 분포하고 있다. 안산암류도 안산암질 화산각력암과 마찬가지로 이지역 화강암류의 관입에 의한 심한 열변질작용을 받아 대체적으로 매우 견고하며 녹염석, 녹니석, 방해석 등의 이차광물을 흔히 수반하고 있다. 표토층은 실트질~점토질 모래로 되었다. 본 연구의 조사대상 지역에서 행해진 시추공 시추조사결과에 따르면 각 지층의 성층상태는 다음 표 2.1과 같다.

표 2.1. 지층의 구성상태

지층	두께	N-치	상태
자갈·점토층	1.5~3.8m	6~50회	원마도가 다소 불량한 자갈이 혼재된 점토로 구성
풍화토층	1.9~8.4m	15~50회	기반암의 풍화대중 상부구간으로 화학적 풍화작용을 받아 변질, 변색된 풍화잔류토로 부분적인 차별풍화작용에 의해 풍화암편이 산재되며 하부 풍화암과 점이적으로 변화
풍화암층	1.1~10.0m	50회 이상	상부 풍화토보다는 풍화가 덜 진행된 풍화암으로 토질화 되어가는 상태이며 부분적으로 연암맥층 또는 풍화가 덜 진행된 암편이 존재함. 전체적으로 모암의 구조 및 석리를 잘 보존되고 치밀 견고한 상태임.
연암층	1.0~6.0m		절리, 균열이 발달된 기반암으로 차별 풍화작용으로 연경부가 교호됨. 코아회수율이 저조한 편으로 이는 불규칙한 풍화작용 및 절리, 균열이 발달되어 있기 때문인 것으로 판단됨

## 3. 발파진동 허용기준들의 비교 및 적용사례

국내의 경우 지하철공사시 통상적용하던 허용수준은 표 3.1를 기준으로 하고 있으나 실제 현장에서는

보수적인 수치로서 0.3cm/sec 의 수준이 적용되고 있는 사례가 많다.

표 3.1 통상적용되고 있는 국내 기준

건물형태	허용기준, mm/sec
유적, 문화재, 컴퓨터 시설물주변	2.0
주택, 아파트: 실금이 있는 상태	5.0
상가: 금이 없는 상태	10.0
철근 콘크리트 빌딩, 공장	10.0-40.0

이 수준은 독일 표준서와 비교할 때 문화적 유물과 같은 건물에 대해 저주파 대역에 적용하는 기준으로 매우 특수한 경우이며 발구름에 의해 유발될 수 있는 수준에 해당한다. 보수적일수록 안전한 반면 이러한 수준의 적용은 발파작업능률에 심각한 영향을 미치며 발파작업 자체를 어렵게 할 뿐 아니라 경제성면에서도 매우 불리하다. 기타 사례로서 국내 원전 건설공사시 미국 컨설팅회사 등의 자문에 근거하여 내진 1,2등급의 건물에 대하여 1 in/sec 및 2 in/sec 의 진동수준이 적용된 예가 있다. 유럽 및 미국등지에서 계측된 광범위한 손상계측자료를 종합분석한 결과를 보면, 회철한 벽에 실금이 생기거나 진행되는 전도의 손상을 나타내는 하한선은 약 0.5 in/sec (1.2 cm/sec)로 나타나고 있으며 이 자료들에는 저주파수 대역의 자료들이 포함되어 있다. 인체가 발파진동에 대하여 느끼는 반응은 Wiss(1968)의 연구 결과에 의하면 진동속도 0.95cm/sec에서 불쾌감을 느끼며 2cm/sec부터 고통스러움을 보이는 것으로 보고된 바 있다. 진동의 주파수 대역에 따라 인체가 느끼는 감각을 조사한 것으로 20 Hz의 진동 주파수에 대해 고통스러움을 느끼는 정도가 약 2cm/sec 정도이다. 따라서 0.3 cm/sec 의 기준은 너무 보수적이며 광범위한 계측자료의 통계처리 결과 건물에 손상확률이 5%이하인 1.2cm/sec 정도의 수준을 주거건물에 적용하는 것이 타당할 것으로 보인다. 이는 저주파 대역을 포함하여 주파수 특성에 적용할 수 있는 수준이며 40 Hz 이상의 주파수 대역에서는 5cm/sec 수준의 적용하거나 인체감각을 고려하여 2cm/sec 의 보수적인 수치를 설정하는 안도 고려할 수 있다. 40Hz 이하의 주파수 대역은 일반 구조물의 고유진동수를 포함하고 있다. 최근 환경부 중앙분쟁 조정위원회에 제출된 허용진동수준안은 대상 건축물을 역사적 보호건물에서 철근콘크리트의 산업용 건물 등 4등급으로 구분하여 0.25cm/sec에서 5.0cm/sec 까지의 수준을 적용하고 있다. 이에 의하면 허용 기준안은 주거지역의 콘크리트 벽돌조의 주거건물은 1.0-3.0cm/sec, 조적조 시멘트블럭조의 주거건물은 0.5-2.0cm/sec의 수준이다. 그림 3.1은 제안된 기준안과 미광무국, 독일표준서 등의 기준과의 비교를 보여준다.

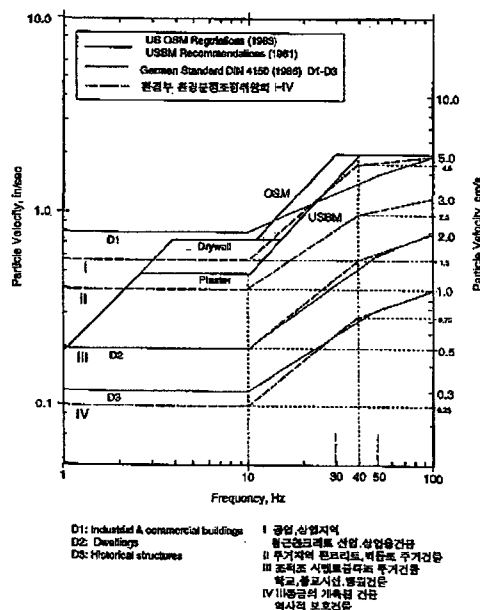


그림 3.1 허용기준비교

## 4. 발파진동 현장계측 및 결과해석

### 4.1 개요

고속전철이 지하터널로 통과하게 될 부산광역시 구간에서 아파트 단지가 신축될 경우 향후 고속전철 터널 굴착시 발파에 의한 영향 가능성을 평가하기 위하여 현장시험발파를 실시하였다. 시험발파 실시 지역은 아파트 예정부지 중에서 시험발파 준비가 가능한 곳으로서 노인정이 위치하게 될 예정인 지역을 선택하였다. 가능한 시공시의 현장조건과 유사하게 하기 위하여 향후 고속전철터널이 위치하게 될 심도의 암반층까지 3개의 NX 공을 천공하고 장약한 후 4차례의 발파를 실시하였다. 계측은 아파트 건축 시 콘크리트 기초를 설치하는 것을 고려하여 암반층까지 천공을 한 후 시멘트 그라우팅을 하고 그라우팅 상부 및 인근 지반에서의 진동을 계측하고 평가하였다. 시멘트 그라우팅을 위한 시추공은 6개소를 선정하였고 지반 6개지점을 포함하여 모두 12개소에서 계측하였다.

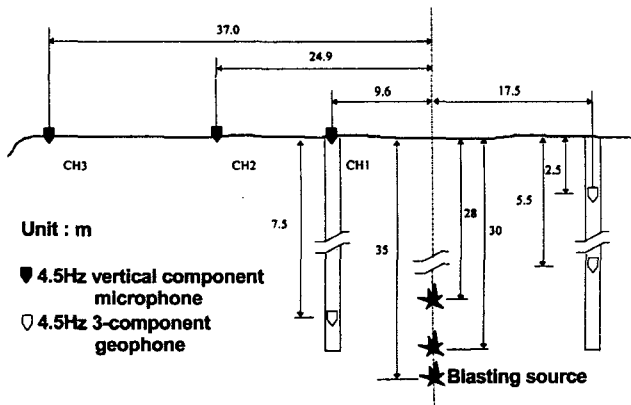


그림 4.1 계측 개념도



그림 4.2 그라우팅 상부에 설치한 Minimate Plus 용 Geophone

### 4.2 측정장비 및 측정방법

지반의 지표 및 시멘트 그라우팅 상부구조에서의 진동측정에 사용된 계측장비는 캐나다 Instantel 사의 MiniMate Plus 3대, DS477 1대, 미국 Geosonics 사의 SSU2000DK 3대 및 micro-seismograph 5대 등이 있다. 본 기기들은 발파진동 전용장비로써 일반적으로 2 ~ 250 또는 300 Hz 사이의 주파수 대역을 갖는 지반진동을 측정하고 또한 동시에 발파에 의해 발생하는 발파풍압을 측정할 수 있는 계측장비이다. 장비중 Minimate Plus 는 근거리의 고주파수 영역의 진동을 감지할 수 있는 성능을 갖추고 있다. 계측시 sampling rate 는 초당 2048로 셋팅하였다. 계측된 진동속도 파형과 발파풍 자료는 컴퓨터로 전송하여 처리하였다.

### 4.3 시험발파 및 계측

#### 4.3.1 시험발파

터널공사 막장이 준비되어 있지 않고 시공이 이루어지고 있지 않은 상황에서 지표근처 지반에서의 발파에 대한 조건은 암반층에서 이루어지는 실제 발파조건과는 많은 차이를 가져올 수 있다. 따라서 향후 실제 발파가 실시될 터널막장 심도의 암반층까지 시추를 한 후 암반층에 폭약을 장약하도록 하였다. 아파트 건설 예정부지에 발파를 위한 3개의 NX공을 약 60m 심도의 암반층까지 시추를 하였으며 지표에

서 암반층 경계까지는 공을 보호하기 위하여 케이싱을 하였다. 각 공의 장약 심도, 장약량을 달리하며 4차례의 발파가 진행되었다. 발파공의 번호, 발파심도, 장약량의 기록은 표 4.4와 같다. 사용된 폭약은 에멀전 폭약으로 고려화학제품의 에멀라이트 폭약(Emulite 150)을 사용하였으며 주요제원은 표 4.5와 같다. 뇌관은 비전기식 뇌관을 사용하였으며 BH1 및 BH3 공에서는 두 심도에 장약하고 각각 100 ms 및 200ms의 시차를 두어 발파하였다. 폭약을 장전한 후 모래를 사용하여 전색을 하였다.

표 4.4 발파번호, 발파공, 발파심도 및 사용장약량

표 4.5 사용된 폭약의 주요제원

진동원 발파번호	발파공	발파심도	장약량	제품명	
				Emulite 150	
1차	BH1	24m, 58.6m	0.75kg, 0.5kg	표준약경	50mm
2차	BH2	60m	0.625kg	폭속(Detonation Velocity)	4,200-5,900 m/sec
3차	BH2	22m	1.25kg	가비중	1.15-1.25g/cc
4차	BH3	40m, 58m	0.625kg, 1.25kg	폭발열	1,050 kcal/kg
				가스량	840 l/kg

### 4.3.2 계 측

진동의 계측은 아파트 건축이 콘크리트 기초 상부에서 이루어지므로 실제조건과 유사한 조건을 만들기 위하여 지표에서 암반층까지 시멘트 그라우팅을 하고 그라우팅 상부와 인근 지반에서 동시에 계측을 실시하였다. 시멘트 그라우팅을 위한 시추공은 발파공으로부터 약 5~17m 간격으로 천공하였다. Geophone 은 핸드드릴을 이용하여 천공한 후 고정하였다. 그림 4.2는 그라우팅 상부에 설치한 Minimate Plus 용 Geophone 의 모습이다.

## 4.4 계측결과

### 4.4.1 진동계측결과

발파진동의 구조물에 대한 영향평가를 위한 척도로서는 진동속도가 주로 사용되고 있으므로 계측시 진동속도의 시간적 변화를 측정하였다. 그라우팅 상부에서 계측된 예를 살펴보면 장약량 0.625 kg을 발파하였을 때 약 43.5m 떨어진 지점에서 측정된 각 성분별 최대진동속도는 수직성분 0.49mm/s, 진행방향성분 1.98mm/s, 접선방향성분이 1.89mm/s 이며 세성분의 벡터합의 최대값은 2.48mm/s 로 측정되었으며, 최대진동속도에 수반된 탁월주파수 대역은 수직성분, 진행방향성분, 접선방향 성분별로 각각 34 Hz, 47 Hz, 57Hz로 나타났다. 장약량 1.25 kg을 심도 22m에서 발파하였을 때 23.6m 떨어진 그라우팅 상부 및 바로 인접한 지반에서 측정된 각 성분별 최대진동속도는 그라우팅 상부에서 수직성분 19.1 mm/s, 진행방향성분 24.9mm/s, 접선방향성분이 21.6 mm/s 계측되었다(표 4.6).

표 4.6 그라우팅 상부 및 인접 지반에서의 진동계측사례

계측위치	수직성분(mm/s)	진행방향성분(mm/s)	접선방향성분(mm/s)
그라우팅 상부	19.1	24.9	21.6
지 반	12.1	25.0	22.5

### 4.4.2 진동에측식

지반과 그라우팅 상부에서 계측된 자료들을 각 성분별로 로그-로그 스케일로 도시하면 그림 4.3, 그림 4.4와 같다. 그래프에서 종축은 세제곱근 환산거리이고 횡축은 최대진동속도를 나타낸다.

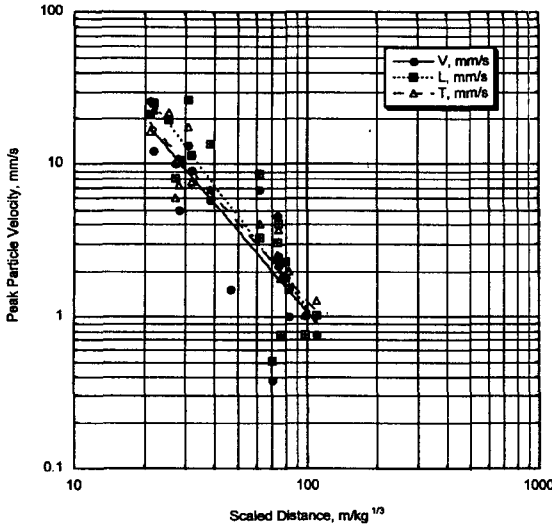


그림 4.3. 세계 공급 환산 거리에 대한 최대진동속도 분포, 지반

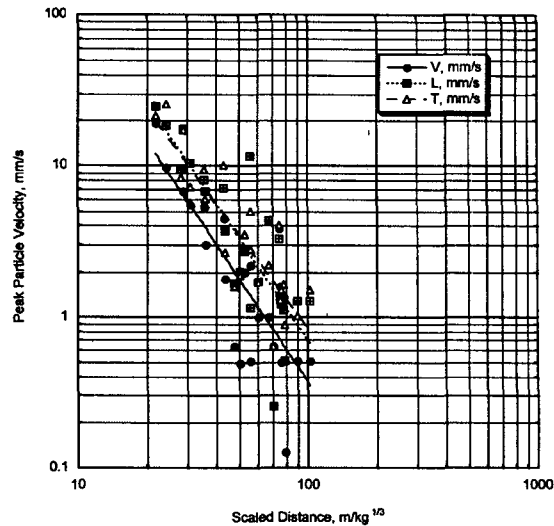


그림 4.4. 세계 공급 환산 거리에 대한 최대진동속도 분포, 그라우팅 상부

예측식은 시멘트 그라우팅 상부에서의 진동수준을 나타내는 식과 지반에서의 진동수준을 나타내는 식을 별도로 구하였다.

#### 지반에서의 진동수준 예측식

지반에서의 수직, 진행, 접선 성분의 진동수준 예측식은 다음과 같으며 상관계수의 값은 각각 0.878, 0.854, 0.854 이다.

$$PPV(V) = 4206 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-1.799}, \quad PPV(L) = 12264 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.033}, \quad PPV(T) = 3224.2 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-1.715} \quad (1)$$

그라우팅 상부에서의 수직, 진행, 접선 성분의 진동수준 예측식은 다음과 같으며 상관계수의 값은 각각 0.941, 0.923, 0.915 이다.

$$PPV(V) = 13779 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.285}, \quad PPV(L) = 23030 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.260}, \quad PPV(T) = 11854 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.074} \quad (2)$$

상기식들은 진동의 평균수준을 나타내는 식이며 실제 설계용 식으로 사용할 경우 평균수준을 넘는 진동이 다수 발생할 수 있음을 의미한다. 설계용으로 많이 사용하는 방법중의 하나로 통계적으로 95% 또는 99%의 신뢰구간을 나타내는 식을 사용한다. 본 연구에서는 보수적인 방법으로서 그라우팅 상부에서의 진동자료에 대해 유도된 식중에서 감쇠가 가장 작은 감쇠지수를 사용하고 각 성분별 계측된 자료를 모두 포함하는 상한선을 구하면 다음 식과 같다.

$$PPV(T) = 49297 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.074} \quad (3)$$

상기식은 지반 및 그라우팅 상부에서 계측한 자료 모두를 포함하고 있다.

#### 4.4.3 설계발파 및 영향평가

대상구간의 설계발파패턴도를 보면 상단면 굴착후 하단면은 수평천공에 의한 벤치형태의 굴착을 채택하고 있다. 1자유면 누두공 형태의 비장약량과 2자유면의 벤치형태의 비장약량은 대략 1/2이상의 차이가

있으므로 가장 큰 진동은 상단면 발파시 발생할 것으로 판단된다. 따라서 최대 장약량은 각 패턴에서 상단면 발파패턴도에서 선택하였으므로 인접공의 경우 장약밀도가 낮은 FinexII 가 주폭약이므로 다이너마이트를 사용하는 확대공의 것을 기준으로 하였다. 각 패턴도의 최대장약량에 대하여 몇가지 기준에 대한 안전이격거리를 계산하면 표 4.7과 같다.

표 4.7 패턴별 허용이격거리(평균진동수준 예측식 적용)

구분 발파패턴도	지발당 최대 장약량, kg 확대공	터널굴착 경계면으로부터 허용		
		기준:12.0mm/s	기준:9.0mm/s	기준:5.0mm/s
패턴 1-1	9.00	60	70	90
패턴-1	6.75	55	65	80
패턴-2	5.25	50	60	75
패턴-3	3.75	45	50	70
패턴-4	2.81	40	45	60

예측식의 적용은 사전 설계시 보수적인 기준으로 최대진동수준을 예측할 수 있는 식을 사용하였다. 최

대진동수준 예측에는  $PPV(T) = 49297 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.074}$  식을 사용하였다. 확대공의 경우 심발공 발파시의 약 80%정도 진동수준으로 보고 있으므로 예상최대진동의 80%수준을 적용하였다. 적용기준의 12mm/sec 는 광범위한 계측자료의 통계처리 결과 건물에 손상확률이 5%이하인 수준으로서 이는 저주파 대역을 포함하여 주파수 특성에 적용할 수 있는 수준이다. 9.0mm/sec 는 인체감각을 고려한 수준이며, 5mm/sec 는 공해진동면에서 적용할 수 있는 수준이다. 앞에서 구한 진동예측식을 이용하여 몇가지 장약량과 거리

에 대한 예상최대진동수준과 예상평균수준을 구하였다. 평균진동수준예측에는  $PPV(T) = 11854 \left(\frac{D}{W^{1/3}}\right)^{-2.074}$  식을 사용하였다. 표 4.7의 안전이격거리 계산에서 평균진동 수준예측을 위한 식을 사용하면 이격거리는 훨씬 작아질수 있으나 본 논문에서는 안전을 고려하여 충분히 보수적인 식을 적용하였다.

## 5. 발파진동이 지상 구조물에 미치는 영향분석

아파트 부지 하부의 터널굴착 작업에 따른 발파작업시 발생하는 진동이 아파트 상부에 미치는 영향을 조사하였다. 암반 발파시 건축물의 지하부 또는 콘크리트기초부에서 측정된 진동파를 이용하여 건축구조물을 동적으로 해석하여 아파트 구조물 상부의 진동전달 효과를 예측하고 진동파의 증감에 따른 영향을 평가하였다. 현재 설계된 25층 아파트를 동적해석을 위하여 2차원으로 모델링한 후 동적해석용 프로그램인 DRAIN-2D를 이용하여 해석을 수행하였다. 아파트의 2차원 모델을 현장에서 시험발파에 의해 측정된 발파진동파 4개를 이용하여 시간-이력해석을 하고 발파진동파에 따른 구조물의 변위이력, 속도이력을 상호 비교한 후 아파트층별 진동효과를 나타내는 반응계수를 구함으로써 발파설계를 위한 기본 자료를 제공하였다. 그림 4.6(a) 는 25층 아파트의 장변방향 512파(길이방향)에 따른 변위이력을 나타낸다. 발파초기 진폭이 크게 증가하였고 고차모드에 의한 영향이 있으나 0.6초이후 1차모드에 의한 진동으로 변위가 발생함을 볼 수있다. 최대변위는 25층에서 0.8초에 0.8mm로 나타났다. 그림 4.6(b)의 25층의 속도이력을 보면 최대반응속도가 4.23mm/sec 로서 입력파(길이방향)의 최대속도 17.6mm/sec 의 0.24배(반응계수)로 나타났다. 같은방법으로 매 5층마다 반응계수를 구하였다 전체적인 분포가 약 0.2 전후를 보이고 있다. 해석결과로 다음과 같은 결론을 얻었다. 수평진동의 경우 발파파의 트성에 따라 반응계수의 차이가 있으나 5층 이상에서 최대 0.7정도의 반응계수를 이용하여 발파설계를 할 필요가 있다. 5층 이하에서는 기초와 가까워 반응계수가 증가하므로 1.0 의 반응계수를 사용하는 것이 필요하다.

수직진동의 경우 강성이 큰 내력벽을 따라 기초의 수직이동이 직접 전달되고 슬래브의 상하진동주기가 짧아 반응계수가 증가하므로 수직진동은 모든 층에 대하여 1.0의 반응계수를 적용할 필요가 있다고 사료된다.

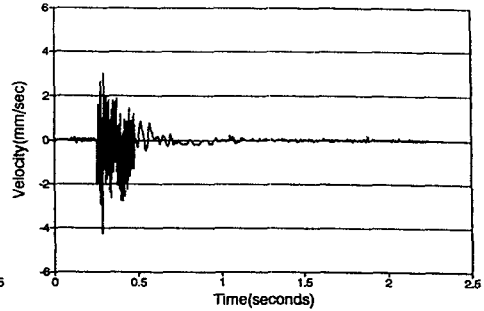
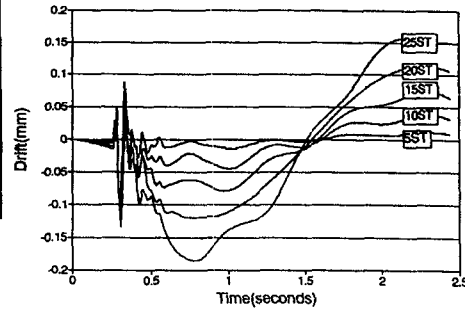


그림 4.5 아파트해석모델    그림 4.6(a) 장변방향 512-long 파  
에 대한 변위이력

그림 4.6(b) 25층 장변방향 512-Long  
파에 대한 속도이력

## 6. 결론

어떠한 허용수준을 적용할 것인가는 발주기관에서 최종 결정하여야 할 것이다. 허용수준을 5.0 mm/sec(0.5 kine)의 수치를 적용할 경우, 예상평균진동수준 5.0 mm/sec를 만족시키려면 패턴 1-1을 사용할 때 약 90m 이상의 허용거리를 확보하여야 하며, 패턴-4를 사용할 때 약 60m 이상의 허용거리를 확보하여야 함을 보여준다. 따라서 패턴-4를 적용할 경우 허용기준이내의 건설이 가능할 것으로 판단된다. 다단발파기나 비전기식 뇌관을 사용하여 지발당 최대장약량을 조절하는 방안도 진동수준을 더욱 감소시키고 효율적인 굴착이 가능하게 하는 대책이 될 것이다. 발파진동 영향평가를 위하여 현장시공시의 조건과 가능한 유사하도록 시험발파를 계획하였으나 실제 터널발파조건을 사전에 구현하기는 불가능하다. 따라서 시공시 진동계측을 통하여 예측식의 수정, 보완 여부를 점검할 필요가 있다. 이격거리 계산은 평균진동 수준을 적용한 것이므로 시공시 계측결과에 따라 신뢰구간을 고려한 식을 사용하여 조절할 것이 요망된다. 또한 대상지역에는 건설예정인 아파트건물보다 더 엄격한 수준을 적용하여야 할 학교시설이 있으므로 시공시 지속적인 계측관리가 필요할 것이다.

## 참고문헌

1. 한국고속철도공단(1995), "서울-부산간 경부고속전철 제 00 공구 실시설계 발파패턴도".
2. Ashraf, H. ETABS, User manual of three dimensional analysis of building system.
3. Bstian, C.E.(1970). The effects of vibrations of freshly poured concrete. Foundation facts. Raymond International VI(1).
4. Charles, H.D.(1996). Construction vibration. NJ: Prantice Hall.
5. Double, D.D. & Hellawell, A.(1977). The solidification of cement. Scientific America. July.
6. Esteves, J.M.(1978). Control of vibrations caused by blasting. Laboratorio De Engenharia Civil, Memoria 498.
7. Hulshizer, A.J. & Desai, A.J.(1984). Shock vibration effects on freshly placed concrete. J.Construction Engineering & Management 110(2). American Society of Civil Engineers.
8. Siskind, D.E., Stagg, M.S., Kopp, J.W. & Dowding, C.H.(1980). Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting. USBM RI 8507: 77.
9. US Dept. of Transportation.(1991). Rock blasting and overbreak control. Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-HI-92-001.