

인접 지역의 깊은 터파기 굴착에서 변위 및 응력의 계측

Displacement and Stress Monitoring for Excavation Deep Foundation

※ 元 連 鎬
Y. H. Won

Summary

The excavation works for deep foundation in urban areas have recently increased complaints of blasting vibration and settlement of ground level.

Foundation must be excavated approximately up to 24-28m depths from the surface. The roads and subway line pass through the excavation area. The Dae-chung station is also located at the nearest distance 5-35m from the working site. To protect subway station and adjacent some structures from blasting and settlement, the level of ground vibration, displacements and stress were monitored and analyzed.

The results can be summarized as follows ;

1. An empirical particle velocity equation were obtained by test blasts at Nassan Missi 860 Officetel construction site.

$V = K(D/\sqrt{W})^{-1}$, where the values for n and k are estimated to be 0.371 and 1.551.

From this ground vibration equation, the max. charge weight per delay time against distance from blasting point is calculated. Detailed blasting method is also presented.

2. To measure the horizontal displacement in directions perpendicular to the borehole axis, 6 inclinometers installed around working sites.

The displacement at the begining was comparatively high because the installation of struts was delayed, but after its installation the values showed a stable trend.

Among them, the displacement by 3 inclinometers installed on a temporary parking area showed comparatively high values, for example, the displacement measured at hole No. IC-1 recoded the max. 47.04mm for 6 months and at hole No. IC-2 recorded the max. 57.33mm for 7 months. So, all of these data was estimated below a safe standard value 103mm.

3. Seven strain gauge meter was installed of measure the magnitude and change of stress acted on structs.

The measured value of maximum stress was -465 kgf/cm², -338.4 kgf/cm², 302.3 kgf/cm² respectively. In compare to the allowable stress level of steel, they are estimated to be safe.

※ 高麗火藥(株) 서울支社長(상무)
우리學會 이사

1. 측정지역의 주변 환경 및 지질 특성

연구대상 지역인 서울시 강남구 대치동 N 회사 오피스텔 신축공사 현장주변의 주요 구조물 배치현장 및 지질특성은 다음과 같다.

1. 1 측정지역의 주변 환경

오피스텔 신축공사의 기초터파기 면적은 약 4,164m² 이며 터파기 깊이는 지표로부터 약 24-27m로서 암굴착 예상량은 89,000m³이다.

본 공사구역의 위치는 Fig. 2.1(a), Fig. 2.1(b)와 같이 현장과 접하여 왕복 4차선 도로가 남쪽과 서쪽으로 교차되어 있고, 남북 방향으로 지하철 3호선이 통과하고 있으며 바로 그곳에 지하철 대청역이 위치하고 있다.

또한 남측 및 서측도로를 횡단하여 각각 중동고교와 벽산건설 현장이 위치하고 있으며, 우성 및 대청 아파트는 지하철 3호선 및 대청역사 구조물너머에 위치하고 있어 발파로 인한 직접적인 영향을 받지 않는 것으로 생각된다.

이 지역의 주변환경을 요약하면 Table.1.2와 같다.

한편 흙막이 공사는 다음과 같이 강재(鋼材)를 이용한 H-pile+토류판공법으로 배면(背面) 지반을 지지하면서 지표에서 하부로노출 굴착(open cut)에 의해 굴하하였다.

* 사용강재

엄지말뚝: H-300×300×10×15(C.T.C:1.8m)

중간말뚝 : H-300×200×9×14

띠 장 : H-300×300×10×15

버팀보(직선부) : H-300×300×10×15

버팀보(경사부) : H-300×300×10×15

버팀보(까치발부) : H-300×300×10×15

L 형강 : L-100×100×10

* 미송각재 : 미송각재

구체적인 가설 흙막이 계획편면도 지하철 대청역사와의 관계는 Fig. 2.2(a)와 Fig.2.2(b)와 같다.

1. 2 지질 개요

본 조사지역은 잔구(殘丘)가 발달한 노년 기 지형으로 조사지역 주위에 양재천과 탄천이 북서쪽으로 합류하여 한강에 유입되고 있으며, 남쪽으로는 해발 293m인 대모산이 위치하고 있다.

본 지역의 지층은 지형에 따라 홍적층 및 충적층의 구분이 뚜렷하다. 기반암은 선캄브리아기의 경기 변성 목합체로 호산 혹은 모편암과 화강암질 편마암이 주로 분포하고 있으며 중생대 쥐라기때 편입된 것으로 추정되는 편마암질 화강암이 지형에 따라 분포하고 있다.

가. 지층의 단면 구상은 편마암을 기반으로 지표로부터 매립토층, 퇴적토층, 풍화대, 연암, 경암의 순서로 분포되어 있으며, B-3공 및 B-4공은 지표로부터 각각 1.1, 1.4m 하부에서부터 경암층이 위치하고 있다.

나. 굴진용수가 완전히 제거된 후 지하수위를 측정된 결과 지하수위는 시추종료 깊이(G.L.-28.0M-28.2M)까지 나타나지 않는 것으로 검토되고 있다.

본 지역의 시추 코어(core)에 대한 암석물성 실험결과는 Table 1.2와 같다.

다. 구체적인 주상도는 부록을 참조하길 바란다.

Table.1.2. The Physical properties of rock at test areas

Drill sites	B-2 hole	B-3 hole
Apparent specific gravity	2.673	2.775
P/S wave velocity (m/sec)	5194/3074	5648/3320
Absorption (%)	0.228	0.324
Uniaxial compressive strength (kgf/cm ²)	974	1182
Young's modulus(×10 ⁵ kgf/cm ²)	6.122	5.709
Poisson's ratio	0.227	0.154
Brazilian tensile strength (kgf/cm ²)	92	98
Cohesion (kgf/cm ²)	140	180
Int'l friction angle (°)	49	50
Depth (m)	23	7.9
Rock classification	soft rock	medium rock

따라서 건설부 표준품셈에 의하면 굴착대상 암반은 연암-보통암에 속하는 것으로 판정된다.

2. 2.1. 발파진동의 기본 이론

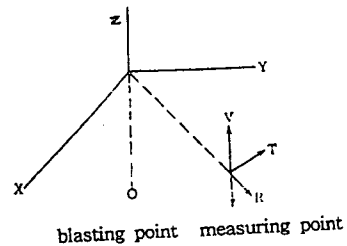
발파 진동에 대한 주변 구조물이나 시설물의 피해는, 매질에 따라 전파되는 지반진동과 공기중을 전파하는 충격파인 폭발압으로 피해로 나눌 수 있다.

이와 같은 지반진동은 일반적으로 변위(displacement), 입자속도(particle velocity) 및 가속도(acceleration)의 3성분과 주파수로 표시된다.

발파에 의한 지반진동의 측정은 방향에 따라 Fig. 2. 3과 같이 수직방향(vertical), 진동원으로부터 측정점을 향하는 평면상의 파인 진행방향(radial), 그리고 이 두방향과 직각을 이루는 방향(transverse)의 3성분으로 이루어진다.

이러한 3성분의 상대적크기는 대상암반, 지형 및 발파에 의하여 생성된 탄성과 즉, P파(push or compressional wave, 압축파, 1차파 또는 종파), S파(shear wave or shake wave, 전단파, 2차파 또는 횡파) 및 표면파

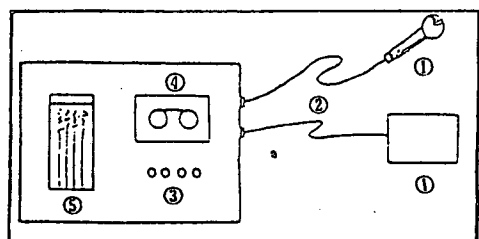
들이 상호간섭에 따라 변한다.



- V=vertical(수직성분)
- R=radial(진행성분)
- T=transverse(접선성분)

Fig.2..1 Three components of blasting vibration measured in surface

한편, 이상의 진동을 측정하는 계측기의 기본원리는 대체로 Fig. 2.1과 같다.



1. transducers
2. cables
3. amplifier
4. tape recorder
5. printer or oscilloscope

Fig. 2. 2 A schematic diagram of vibration monitor

측점에서 센서(sensor)를 매설하고 센서로부터 얻어진 신호(signal)를 증폭기(amplifier)로 보내어 증폭시킨 신호를 변위, 속도 또는 가속도로 변환하는 기록계나 오실로스코프에 의하여 읽게 된다.

가. 발파로 인한 지반 진동 수준의 예측

발파진동의 크기를 결정하는 요소로는 입지조건과 발파설계로 크게 나눌 수 있다. 입지조건(site factor)은 발파지점과 인근 구조물의 기하학적 형태와 해당지역의 지질 및 암반상태 그리고 지형 등에 의해 결정되는 요소이다.

한편 발파설계란 장약량과 폭원(爆源)에서 측정지점까지의 거리를 들 수 있는데 여기서 장약량은 동시에 폭발하는 장약량 혹은 지발당 장약량을 의미한다.

즉 발파에 의한 지반진동 및 폭풍압의 크기는 측정으로부터 발파 지점까지의 거리와 장약량에 깊은 함수관계가 있다.

Devine(1966)은 채석장에서 실험 관측을 토대로 다음 식을 제안하였다.

$$V = K \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^\beta \quad : (2.1)$$

- V : 최대 입자 속도 (cm/sec, in/sec)
- D : 폭원으로 부터의 거리 (m, ft)
- W : 지발당 최대 장약량 (kg, lbs)
- K, β : 지반조건에 의해 결정되는 상수

입자 상수의 결정법은 식(2.1)을 log -log값으로 취하였을 때의 기울기(β)와 절편(log K)으로부터 구한다. 즉,

$$\log V = \log K - \beta \log \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right) \quad : (2.2)$$

(2.2)식의 $\left[\frac{D}{\sqrt{W}} \right]$ 을 환산거리(scaled distance)라고 하며 단위는 m/\sqrt{kg} , ft/\sqrt{lbs} 이다.

나. 발파진동의 일반적인 허용치

발파진동의 크기를 표시하거나 허용치를 결정하려면 발파진동의 크기를 비교할 수 있는 3가지 척도, 즉 지반의 움직이는 정도를 나타내는 범위, 속도, 가속도가 필요하다. Duval과 Fogelson(1962)은 미광무국의 지원 아래 지상구조물의 피해에 대하여 연구한 결과 진동속도가 구조물의 피해 정도와 깊은 상관관계를 갖는다고 결론지었다.

또한 유럽, 캐나다 등 여러 나라에서 연구한 결과도 주파수가 수 10Hz ~ 수 100Hz의 진동에서 구조물의 피해 정도는 진동속도에 비례한다고 보고하였으며 발파진동의 규제기준으로 삼고 있다.

일반적으로 피해의 정도는 구조물의 지반조건, 구조물의 조건 등에 따라 차이를 보이기 때문에 나라마다 상당한 차이를 보이고 있다.

즉 캐나다, 미국, 독일, 스웨덴, 오스트리아, 영국, 스위스, 포르투갈 그리고 일본 등은 허용발파 진동치의 크기가 서로 다르다.

우리나라의 경우는 국가 또는 지방자치단체에서 설정한 기준은 없으나 외국의 자료를 참고로 하여 국내에서 최초로 설정한 서울 지하철 기준치가 널리 이용되고 있는데, 그 값은 Table. 2.1과 같다.

Table. 2.1 Damage criteria of the vibration level at subway in Seoul

Type of buildings	Allowable limits(cm/sec)
· Cultural asserts such as the remains and historic sites et als	0.2
· Buildings with some faults,or houses with some cracks	0.5
· Buildings with some cracks without faults	1.0
· Industrial concrete buildings	1.0-4.0

2. 2. 발파소음의 특성과 인체에 미치는 영향

최근 도심지의 주거밀집지역 인근에서 발파작업이 행해지고 있는 경우가 많아지고 있어, 여기서 발생하는 발파소음은 발파진동과 함께 중요한 민원의 대상이 되고 있다.

발파작업에서 발생하는 소음은 크게 천공작업이나, 파쇄된 암석을 적재, 운반하는 중기계(重機械)류에서 발생하는 소음, 그리고 폭약의 폭발에 의하여 발생하는 발파풍압으로 나눌수 있다. 전자는 노천발파현장에서 실시되는 굴착작업의 경제성을 고려하여 대형화되기 때문에 발생하는 것으로서, 인근 주민들에게 상당한 불쾌감과 민원을 야기시킬 수 있으나 위험도나 영향범위가 크지 않다. 따라서 본 연구에서는 폭약의 폭발에 의하여 발생하는 소음에 대하여 그 발생원인과 측정법, 그리고 인체와 구조물이 미치는 영향을 알아보기로 한다.

여기서 용어상의 문제로, 일반적으로 발파에 의한 소음은 공기를 매질로하여 전파되는 파동중에서 사람의 귀에 들리는 즉 가정영역의 주파수를 가지는 파동을 말한다. 그러나 가정영역이 아닌 저주파의 진동도, 사람의 귀에는 들리지 않지만, 건물을 진동시켜 2차적 소음을 발생시키거나 균열을 전파시키게 되므로 가정영역의 진동보다 오히려 더 위험할 수도 있다. 그러므로 발파로 인해 발생하는 소음의 피해를 기술할 때 이러한 저주

파의 파동도 포함시켜야 한다.

따라서 여기서는 가정영역의 소음과, 저주파의 파동을 통틀어 발파소음으로 표현하기로 한다.

가. 소음의 발생과 특성

폭약이 자유면(自由面) 근처에서 폭발할 때, 발파에 의한 에너지 일부가 암반중으로는 탄성파로서, 그리고 공기중으로는 소음으로 주위에 전파되면서 소비된다. 이 경우 공기중에서 발생하는 파동은 발파원 근처에서는 충격파의 형태를 가지며, 발파원에서 어느정도 떨어진 곳에는 음압 180 dB이하의 음파로 전파한다.

일반적으로 소음은 넓은 범위의 주파수를 갖고 있으며, 0.1Hz에서 200Hz범위의 주파수가 중심이 된다. 이 범위중 20Hz 이상의 발파풍압은 사람이 들을 수 있는 가정영역의 소음이 된다. 20Hz 이하의 저주파는 가정영역을 벗어나 사람이 들을 수 없지만 비교적 먼 곳까지 에너지의 손실없이 전파하는 성질이 있으며, 가옥 등 구조물을 진동시켜 2차의 소음을 발생시킨다. 이 저주파의 발파풍압이 구조물의 피해요인이 되는데 발파작업 과정에서 발파풍압의 생성원인은 다음과 같이 4가지로 분류하고 있다. (Atlas, 1987)

- ① 발파지점에서의 직접적인 암반의 변위로 인한 공기압력(air pressure pulse, APP)
- ② 지반진동에 의하여 공기로 전달되는 파(rock pressure pulse, RPP)
- ③ 파쇄된 암반의 틈을 통해서 나오는 가스의 분출(gas release pulse, GRP)
- ④ 불완전한 전색에 의해 전색물이 분출되면서 나오는 가스의 분출(stemming release pilse, SRP)

일반적인 발파에서 발생하는 저주파음의 대부분은 공기압력파(APP)에 의한 것이 대

부분이다. 소규모 발파나 부적절하게 설계된 발파에서는 ③, ④의 영향도 크지만 발파설계에 의해 비교적 쉽게 제어할 수 있다.

발파에 의한 발파풍압의 세기는 압력의 단위나 사람의 청감으로 보정하여 음압수준(dB, 데시벨) 단위로 표현할 수 있다. 이 두단위 사이의 관계는 식(2.3)과 같다. (Dowding, 1985)

$$dB = 20 \log_{10} \left(\frac{P}{P_0} \right) \quad : (2.3)$$

P : 과압 (pst)
 P0 : 기준치로서 사람이 인지할 수 있는 최저의 음압
 = 2.9×10^{-9} psi = 2×10^{-5} Pa

이러한 두 단위는 소음과 같은 가청영역에서 생각할 때 구별을 해야 한다. 즉, 압력의 단위는 소리의 압력 그자체를 가리키고 있으며, 주파수에 관계없이 일정하다. 그러나 소음의 (dB) 단위는 주파수에 따른 사람의 청감에 따라 보정을 가한 단위이다. 이는 발파풍압의 측정시 주파수 영역에 따라 적절한 보정회로를 사용해야 한다는 것을 의미한다.

한편, 많은 연구자들이 발파풍압의 전파과정에 대하여 연구를 하였는데 Siskind 등의 연구에 의하면 발파풍압도 발파진동과 마찬가지로 식(2.4)로 표시된다. 장약량과 거리, 즉 환산거리로써 예측이 가능하며, 자승근 환산거리보다는 삼승근 환산거리로써 표시하는 것이 바람직하다고 발표하였다.

(Siskind, 1981)

$$P = K \left(\frac{D}{W^{1/3}} \right)^n \quad : (2.4)$$

P : 과압 또는 폭풍압 (p.s.i 또는 pa)
 D : 폭원으로 부터의 거리 (ft. m)
 W : 지발당 최대 장약량 (lb, kg)
 K, n : 지반조건에 따른 상수

나. 구조물 및 인체에 미치는 영향

일반적으로 발파진동보다 발파소음이 구조물에 미치는 영향은 크지않다. 그러나 구조물보다 감수성이 예민한 인체의 경우에는 구조물에 영향을 미치지 않는 음압수준에서도 불쾌감을 느낄 수 있으며, 심한 경우에는 고막손상, 청력의 장애 등을 초래하기도 한다.

소음의 영향은 구조물의 경우 창문에 가장 먼저 나타난다. 일본 통상성에 의해 실시된 연구결과에 따르면 창문유리가 파손되기 시작하는 발파풍압은 0.02kg/cm²이며 약 160dB에 해당한다. 다른 연구결과(Taylor, 1975)에서는 이보다 낮은 140 dB의 음압수준에서 35000 개의 창문중에 239개가 깨진 경우를 보여주고 있다.

이와같이 발파소음의 영향이 일정하지 않은 것은 유리창의 파열이 발파소음의 세기뿐만아니라 유리창의 크기, 두께, 고정정도에 따라 받는 영향이 다르기 때문이다.

미 광무국(美國, 鑛務局)에 의해 제시된 시설물 및 구조물에 영향을 미치지 않는 발파소음의 세기는 다음과 같다.

- 0.1Hz high pass filter를 가진 측정기를 이용할 경우 : 134 dB
- 2.0Hz high pass filter를 가진 측정기를 이용할 경우 : 133 dB
- 6.0Hz high pass filter를 가진 측정기를 이용할 경우 : 129 dB

우리나라에서도 생활소음의 기준치를 지역별, 시간대, 소음원에 따라 45dB에서 80dB 사이의 값을 허용기준치로 정하고 있으나, 일반 소음과는 별도로 발파작업에서 발생하는 발파소음의 특성이 반영되어야 할 것이다.

2. 3. 발파진동 및 소음의 허용 기준치 설정

발파진동의 특성과 진동의 크기가 시설물에 미치는 영향은 외국에서의 허용 기준치 그리고 서울시 지하철 공사의 요구사항^{*1} 등

을 고려하여 금번의 연구지역의 허용기준치를 다음과 같이 설정하였다. 소음은 발파진동의 특성과 외국의 사례를 기준으로 하였다.

Table. 2.2 Allowable criteria for blasting vibration and air blasts

Structures	Allowable limits (cm/sec)	Remarks
Dae-chung Apt.	0.35	down adjustment with 75% by increasing of safe factor
Woo-sung Apt.	0.35	"
Judong highschool	0.5	use of the domestic standard limits
Subway office	0.5	requirements of the public Co.(subway)
Air blasts	129 dB	safe level of U.S.B.M

서울시 지하철 공사에서는 다음과 같이 요구하였다.

(주) *1 「발파는 지하철 안전운행과 구조물의 안정을 위하여 출입구... 발파진동 측정치가 0.5cm/sec 이하가 되도록 전문공인기관에서 인정한 암발파 pattern을 결정, 착공전에 우리공사와 협의를 요하며, 우리 공사 기술지원 입회하에 시험발파후 시행요망」

*2 위 허용치 특히 대형 및 우성아파트의 경우 국내의 여러자료와비교해볼 때 대단히 안전한 값이라 할 수 있다.

3. 경사계와 용력 측정계의 원리

굴착공사의 안전관리, 시공중 공법확인 그리고 공정(工程) 조절의 목적으로 현장에서 여러 가지 계측을 실시한다. 이때 채택되는 계측항목은 굴착에 따른 영향범위와 인접된 구조물의 기초형태 및 상태, 굴착공법 등을 고려하여 선정하는데 무엇보다도 용력의 집중이나, 토압의 변화를 쉽게 파악할 수 있는 방법이어야 한다.

흙막이 구조물의 계측기로는 지표침하, 지층내 수평변위, 지중침하, 토압, 받침보의 하중, 부재변형, 간곡수압 및 수위, 구조물의 기울기 및 균열의 측정등 여러 가지 종류가 있으나 비용(費用) 관계로 본 연구에서는 경사계와 용력계를 선정하였다.

3-1 흙막이 공사의 경사계 (inclinometer)

흙막이 공사에서 경사계는 일반적으로 성토지반의 수평변위, 사면안정, 터파기로 인한 지반의 변위를 측정할 목적으로 이용된다.

즉 암반 굴착으로 공동이 형성되면 주변의 암반에 발생하는 용력의 재배치(再配置) 현상에 따라 용력이 교란되어 굴착 단면에 작용하는 하중의 변화가 일어난다. 이때 안전도 및 피해 영향권을 파악하기 위하여 지반 토립자의 수평 변위량의 크기 및 속도를 계측하게 된다.

가. 경사계의 설치방법

경사계의 설치방법은 지반중에 설치할 때와 지중 연속벽에 설치하는 경우가 있는데 이것들은 경사계를 설치하는 삽입공의 천공방식이 약간 다르고 나머지는 같은 방식이다. 즉 전자(前者)의 공경(孔徑)이 100-200mm되는 설치공을 근입(根入) 깊이 이상이 되도록 암반층에 천공하는 것이고, 후자는 지중연속벽 콘크리트 타설시 측정위치에 공경 100-200mm정도의 케이싱(casing)을 설치한다. 그리고 위 두가지 모두 경사계 케이싱의 한쪽 끝을 보호덮개(end cap)로 씌우고 리벳 건(rivert gun)을 사용하여 리벳팅한 다음 방수를 위해 도포한다. 그리고 케이싱과 커플링(coupling)을 미리 조합시켜 도포한후 이를 차례대로 공내에 넣어 측정방향과 기준(key way)방향을 맞추어 설치한다.

이때 보링시 공의 붕괴 방지를 위해 사용했던 스틸케이싱(steel casing)을 제거하고 1차 그라우팅을 한다. 일정한 시간, 대체로 8

시간 정도 지나면 2차로 그라우팅(grouting)을 한 다음 경사계 맨 윗부분을 보호덮개로 덮고 보호상자를 만들어 안전하게 관리하여야 한다.

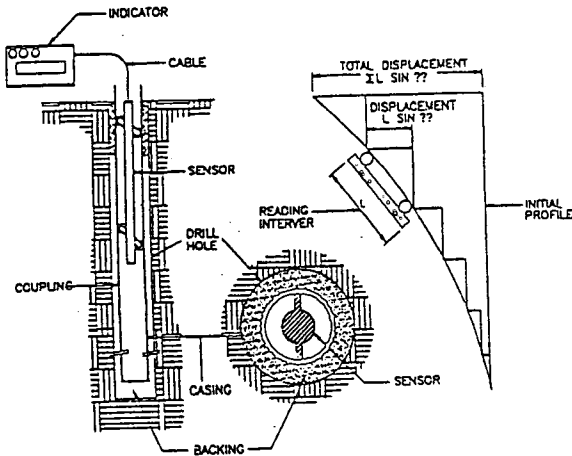


Fig. 3.1 A schematic diagram of inclinometer

3-2. Strain Gauge에 의한 응력측정

터파기 시공중 흠막이 벽체나 받침보(strut) 또는 띠장, 엄지말뚝 등에 스트레인 게이지(strain gauge)를 부착하여 강재에 발생하는 변형율을 측정하는 계측기이다. 센서(sensor)에 따라 전기저항식과 진동저항식이 있는데 어느것이나 설치방법에 따라 표면부착형(surface type)과 매설형(embedment type) 등 2가지가 있다. 본 연구에 사용된 응력계는 표면부착형을 Fig.3.2와 같이 측정하고자하는 받침보 위에 mounting block을 용접한 후 그 위에 스트레인 게이지를 부착시킨다. 다음에 이 게이지를 발파등 외부 충격으로부터 보호하기 위하여 보호덮개(protective cover)를 씌우고 지상의 측정점까지 케이블(cable)을 연결하여 이들 값의 차이로부터 응력을 산정하게 된다.

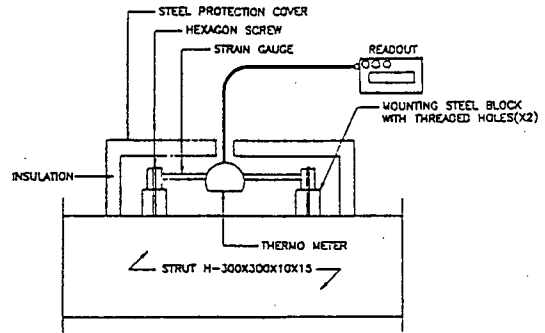


Fig. 3.2 A schematic diagram of strain gauge meter

4. 측정결과 및 검토

본 연구에서는 앞부분에서 설명한 바와 같이 진동 및 소음측정기, 경사계, 응력계를 이용하여 발파진동 및 소음의 크기, 흠막이 말뚝배면 지반의 수평변위 그리고 각종 받침보내에 작용하는 응력의 크기와 변화상태를 계측하였는데 그 결과는 다음과 같다.

4.1 발파로 인한 진동 및 소음의 크기

발파 진동 및 소음의 크기는 시험발파, 시험발파에 의한 발파 표준 패턴설계, 일반발파등 3단계로 나누어 실시하였다.

4.1.1 시험발파

시험발파를 실시하기 이전에는 기초터파기 주변에 암석의 비산, 소음의 전파, 분진의 발생 억제를 위하여 다음과 같이 필요한 조치를 하였다.

즉, 암석의 비산을 방지하기위하여 덮개(mat)에 의한 발파공 표면 피복, 절리 및

균열 등을 고려하여 천공을 실시하였으며, 공발(空發) 현상방지 및 표준장약을 준수하였다. 소음의 전파를 억제하기 위해서 공사대상지역 즉 지초 터파기 주변에 Fig. 4.1과같이 높이 6m되는 방음벽을 설치하였으며, 전색(stemming)을 철저히 실시하여 공발현상방지를, 그리고 분진발생을 감소시키기 위하여 덮개(mat)에 의한 발파공 보호와 Fig. 4.2와 같이 집진기가 부착된 천공기의 사용은 물(水)로 때로는 습식(濕式)으로 천공을 실시하였다.

가. 시험발파의 실시

시험발파는 화약류 사용허가를 얻기 위해 실시한 경우이다.

(가) 시험발파의 제원 및 위치

2대의 계측기(VMS-500 및 VMS-100)로 발파때마다 동시에 계측했으나 진동치의 크기가 지하철 환기구에서만 Table 4.1과 같이 계측되고 다른 지역에서는 계측이 되지 않고 있다.

(나) 시험발파방법의 검토

실험발파 현장의 벤치 높이 즉 천공장은 2.4m, 저항선 및 공간격은 0.9m를 기준하였으며 계측기는 THOMAS Instruments Co. Ltd의 VMS-100 및 VMS-500을 사용하였는데 이들은 국제적으로 공인된 최신 계측기의 일종이다.

다만 진동 측정시 센서(sensor)의 설치 위치에 따라 진동치에 차이가 있을 수 없다. 예컨대, 센서를 흙위에 놓을 때는 진동의 감쇄가 커서 적은 값이 계측되고, 자연 암반과 같이 표면이 고르지 못한 곳에 놓

아도 공간이 생겨 적은 값이 계측된다. 그러나 금번 측정시는 센서를 아파트 현관 입구의 평평한 콘크리트 위에 설치했기 때문에 감쇄율이 낮아 위에 열거한 어떤 경우보다 비교적 큰 값의 진동치가 계측되었을 것으로 판단된다.

한편, 시험발파시 진동 및 소음의 전파 경로를 검토해보면 다음과 같다.

진동 및 소음(음압)은 각각 지반 또는 공기 중을 동심원상으로 전달되는 직접 진동이 대부분이어서 폭원으로부터 거리가 멀어짐에 따라 점점 감쇄되어 어느 거리 이상이 되면 자연 소멸된다. 다만 장애물이 있으면 반사 또는 굴절로 인한 간접진동이 부분적으로 남게되는데 이 진동은 대단히 미약하다. 금번 시공구간에는 Fig. 4.4와 같이 깊이 15m, 폭 10.7-41m의 지하철 구조물이 방진구(防振溝) 역할을 하기 때문에 우성 또는 대청아파트에 전달되는 진동은 직접진동이 아닌 간접진동이다. 따라서 현재의 발파조건에서는 계측이 안되나 계측 되더라도 극히 미약할 것으로 추정된다.

Table. 4.1 Conditions of test blasting and their measurement results

No. of times	1 - 5	6	7	8
<u>Content</u>				
<u>Drilling Conditions</u>				
total No. of holes	1-2	4	4	4
No. of dectonator	1-2	2	2	2
blasting types	V-types bench cut	V-types bench cut	V-types bench cut	V-types bench cut
distance(m)	132-189	135	36	37
drilling depth(m)	2.4	2.4	2.4	2.4
hole spacing and overburden(m)	0.9	0.9	0.9	0.9
<u>Charge weight</u>				
per delay(kg)	0.555-1.11	1.11	1.11	0.555
total charge weight(kg)	0.555-1.11	2.22	2.22	2.22
explosives	Emulite ϕ 32	Emulite ϕ 32	Emulite ϕ 32	Emulite ϕ 32
detonator	M.S.D	M.S.D	M.S.D	M.S.D
<u>Measurement results</u>				
PPV(cm/sec)	not monitored (less than 0.127)	0.31	0.24	0.2
AIRBLASTS(dB)	not monitored	100.3	102.3	97.8

Table. 4.2 Condition of blasting work and measruement results

No. of times	1	2	Remarks
<u>Content</u>			
total No. of holes	14	10	
drilling depth(m)	2.4	2.4	
hole spacing(m)	0.9-1	0.7-0.8	
charge quantity per hole(kg)	0.760	0.3375	
hole(kg)			
diameter of hole(m)	45	32	
shortest distance from structure (m)			
station employee room	30.41	11.28	
station platform	29.72	8.86	
explosives	Emulite	Emulite Nonel	* Simultaneously
detonator	Nonel	42	Performed at 2
time interval(ms)	42		sites
measurement results			
PPV (cm/sec)	0.27, 0.40	0.27, 0.47	* the same measur
air blasts(dB)	105.0, 107.5	1070, 110.0	-ing point

* 측정위치

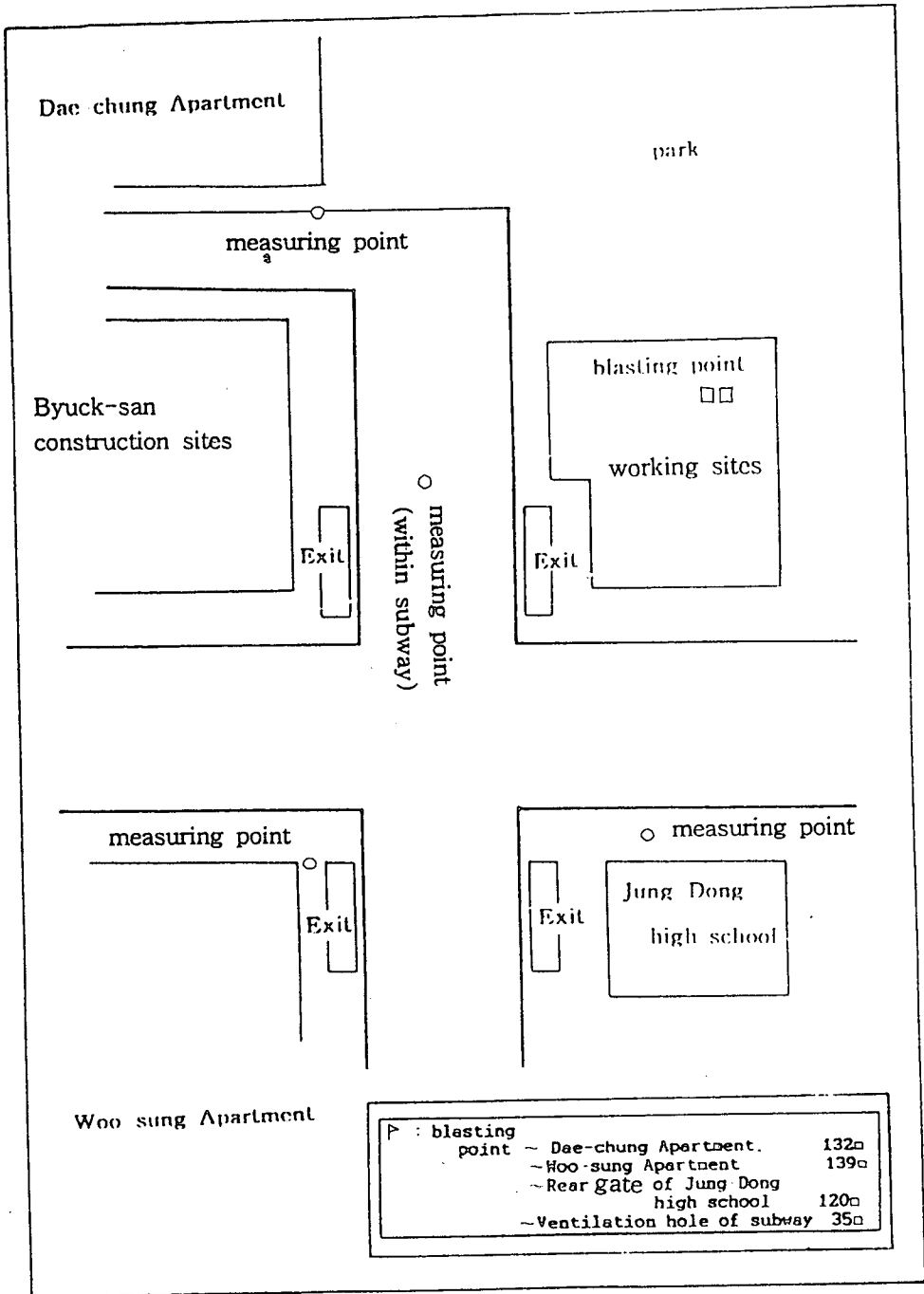


Fig. 4.3 Locations of test blasting and ground vibration monitoring

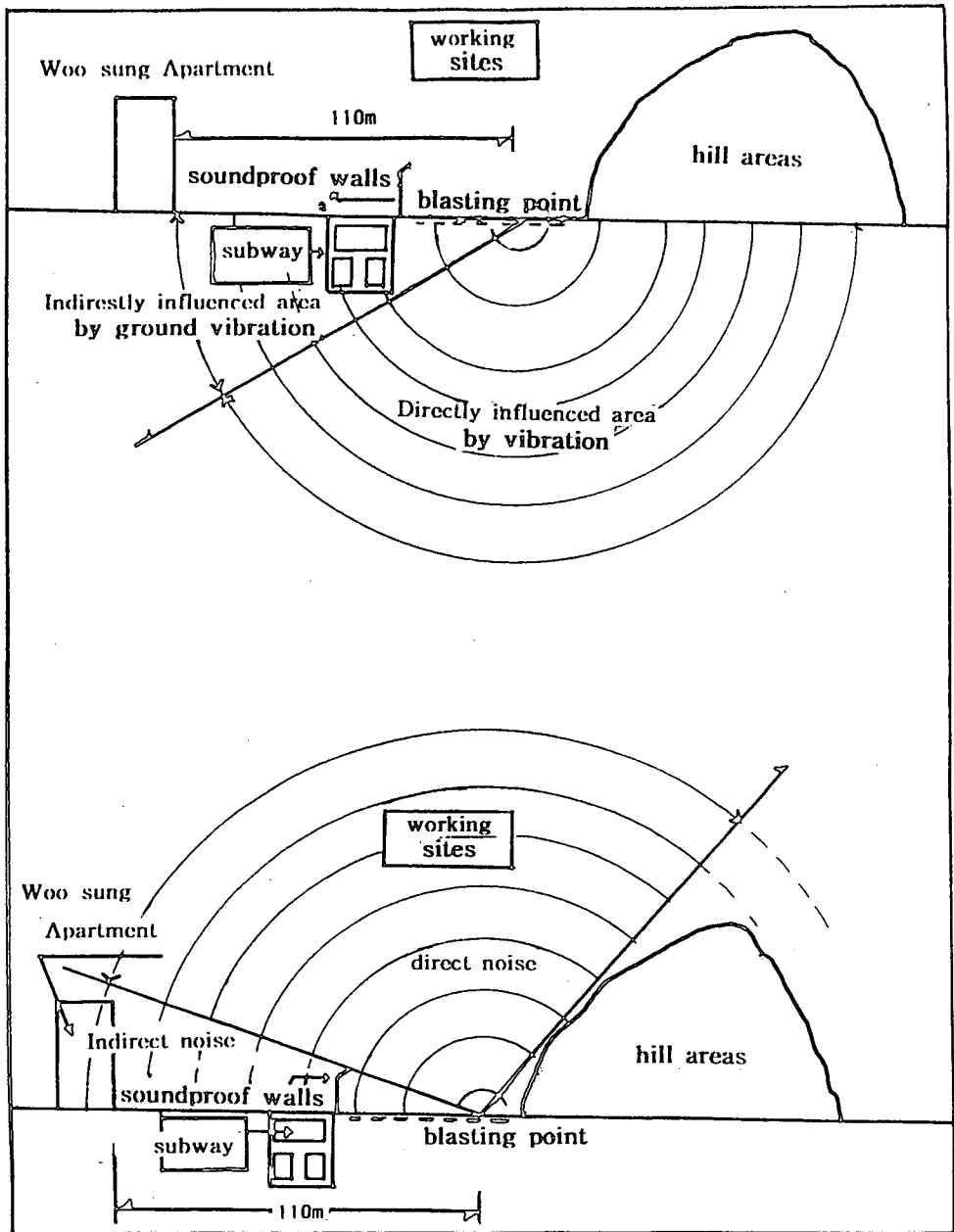


Fig. 4.4 propagation paths of ground vibration and air blasts

(다) 시험발파 결과의 분석

발파진동 예측을 위한 추정식을 산정하는 데는 두가지 방법을 생각할 수 있다.

첫째, 거리가 장약량을 달리하고 그외의 조건들을 동일하게 정한 후, 발파진동을 반복측정하면 실험식을 구할 수 있으므로 이와 같은 방법으로 산정된 기존의 경험식을 우선 설계에 적용하고 시공중에 확인, 측정을 시행하여 그 결과에 따라 진동 전파식을 조절하는 방법과

둘째, 굴착공사 착수전에 시험발파를 행하여 첫번째와 같이 발파진동을 계측하고 그 결과를 토대로 대상지역의 발파진동 전파식을 산정한다. 다음에 이식을 이용하여 표준 발파패턴을 설계하고, 그대로 시공하면서 발파때 마다 진동을 계측하여 시험발파 결과 추정한 예상치와 비교, 검토하면서 작업의 안정성과 효율성을 확보한다.

여기서는, 후자의 방법으로 시험발파를 실시 하였다.

발파진동식

$$V (K50\%) = 1.058 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{0.371} : (4.1)$$

$$V (K95\%) = 1.551 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{0.371} : (4.2)$$

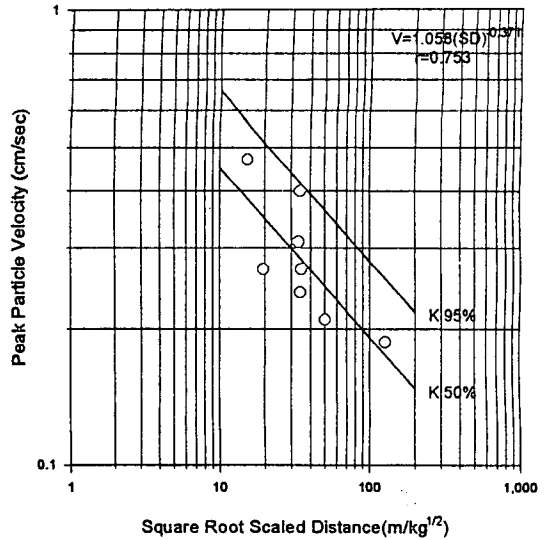


Fig. 4.5 Relationship between peak particle velocity and square root scale distance by test blasting

Table. 4.3을 각각 그림과 수식으로 표시하면 다음과 같다.

Table. 4.3 Results of test blasting

No.	Max. charge weight of delay (kg)	Distance from Blasting point (m)	Measurement results		Remarks	
			PPV (cm/sec)	Air blasts (dB)		
1	1.11	35	0.31	100.3	Dae-chung stations	
2	1.11	36	0.24	102.3		
3	0.555	37	0.21	97.8		
4	0.765	110	0.187	95.0		
5	0.76	30.2	0.27	105.0		station employee room
	0.760	29.72	0.40	107.5		station platform
6	0.3375	11.28	0.27	107.0	station employee room	
	0.3375	8.86	0.47	110.0	station platform	

K 95% 식이란, 예를 들면 100번 발파를 하면 통계적으로 95번은 허용기준치 이하의 값을 보이고 다만 5번만 그 기준치를 초과한다는 의미이다.

따라서 당 공사 지역에서는 진동의 허용 기준치를 초과한다는 뜻이다. 따라서 당 공사지역은 허용기준치를 초과하는 경우가 거의 없을 것으로(짧은 구간에서 지질변화가 적기 때문에) 예상되는 K 95%를 기준으로

한 식(4.2)으로부터 거리에 따른 지발당장약 량과 이에 따른 발파방법을 세분하였는데 그 내역은 다음 Table 4.4와 같다.

4.1.2 시험발파에 의한 발파표준 패턴 설계

시험발파 사례에서 살펴본 바와 같이 크로울러 드릴(crawler drill)로 천공장 2.4m, 공간격(0.9-1.0)m을 유지하면서 발파를 실시할

Table. 4.4 Classification of blasting patterns by max. charge weight (using 95% vibration equation)

Main Structures	Distance (m)	Max. charge weight per delay (kg)	Allowable limits (cm/sec)	Blasting patterns
• Dae-chung station (3rd subway line)	5	0.056	0.5	presplitting blasting
	8	0.143	"	"
	10	0.224	"	controlled blasting
	13	0.378	"	"
	15	0.503	"	general blasting
	20	0.894	"	"
	30	2.013	"	"
• Jungdong high school	35	2.739	"	"
• Woo-sung apartment	56.5	1.044	0.5	"
• Dae-chung apartment	102	3.401	"	"

* Allowable vibration level refer to Table 3.2

Table. 4.5 Detailed blasting method with the distance

Content	Method	Presplitting blasting (caution II)	Controlled blasting (caution I)	General blasting
distance (m)		< 8	8-15	> 15
drilling depth (m)		1.5	1.5	2.4
overburden (m)		0.60	0.60	0.90
hole spacing (m)		0.60	0.60-0.80	0.90
detonating method		single hole	single, or double holes	combination of multiple holes
diameter of hole (mm)		42	42	45

격우 적정 장약량은 2.4m, 공간격(0.9-1.0)m을 유지하면서 발파를 실시할 경우 적정 장약량은 공당 0.360-0.3825kg인 것으로 판단된다. 장약량이 이보다 줄어들면 천공장을 더 짧게 하고 공간격도 더욱 줄이면 가능하다.

따라서 Table. 4.4에서 보는 바와같이 장약량에 따라 시설물로부터 15m이상 떨어진 곳에서는 지발당장약량이 0.388kg을 초과한 양이므로 정상적인 발파를 시행할 수 있어, 이를 일반발파(一般發破)라 부르고 Fig. 4.5와 같이 시공한다.

그러나 거리가 8m 미만은 허용장약량이 적어 일반발파를 실시할 수없으며, 이외에 타설된 H-beam의 기초박기(根入)를 보호해야 하므로 이 구간에서는 선행이완발파(先行弛緩發破 또는 주의발파 II)를 채택한다.

그리고 거리(D)가 $8 < D \leq 15$ 되는 구간에서는 발파는 하되 지발당장약량(W)이 $0.143 \leq W < 0.503$ (kg)로 제한되기 때문에 천공장을 2.4m에서 1.5m, 공간격을 0.9m에서 0.6m로 좁혀 시공하는 제어발파(제어발파 또는 注音發破 I)를 채택하기로 한다.

이들 세가지 발파방법을 비교하면 Table.4.5와 같으며 보다 구체적인 내역은 각각 Fig. 4.6, Fig. 4.7, Fig. 4.8, 및 Fig. 4.9와 같다.

* 선행이완 발파

천공간격을 좁히고 약장약(弱裝藥)으로 기폭시켜 암반내 균열을 형성시킨 후 브레이커(breaker)등으로 버력을 제거하는 공법이다. 일반발파는 표준장약량으로 기폭시키기 때문에 폭약의 위력에 의해 암이 완전히 파쇄됨은 물론 어느정도 이동되지만 선행이완발파는 폭약에 의해 암반내에 균열만을 형성하는 점에서 차이가 있다.

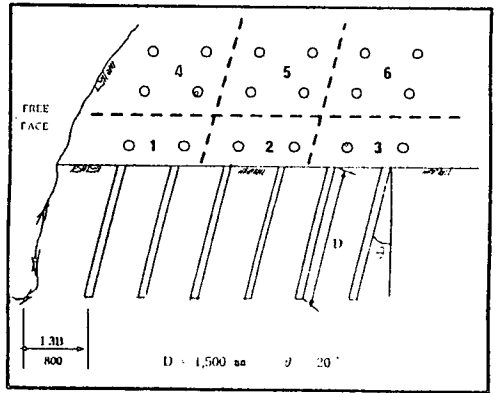
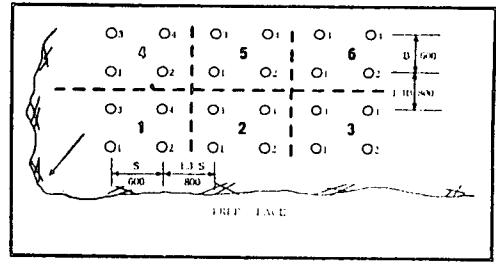


Fig. 4.8 standard patterns of controlled blasting (caution I)

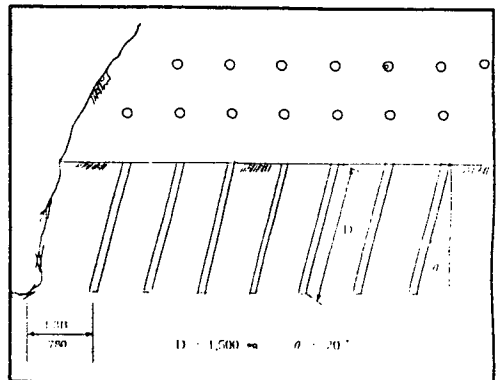
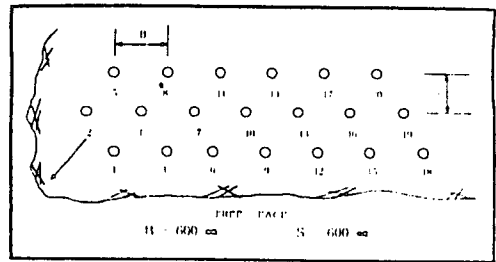


Fig. 4.9 Standard patterns of pre-splitting blasting (caution II)

4.1.3 일반발파시 진동치의 분석 및 평가

시험발파 결과 얻어진 3가지 방법 즉 일반 발파, 제어발파 그리고 선행이완발파에 의해 본격적인 작업을 실시하였다.

진술(前述)한 바 와 같이 매 발파 때마다 별도 계측전담원을 두고 진동 및 소음의 크기를 계측함은 물론 이들 자료를 자체분석하여 월단위로 발파진동 계측보고서를 작성하였다.

따라서 여기서는 이들 발파진동 계측보고서의 기록을 중심으로 이들의 크기와, 그리고 이에 따른 영향을 분석하기로 한다.

진동 및 소음의 계측장소로 대청역(지하철), 중도고교, 대청아파트 그리고 우성아파트로 선정하였으나 대청역만 계측되고 나머지 3곳에서의 값들은 너무 적어 계측되지 못했다. 따라서 대청역에서 계측된 자료를 우선 분석하고 이들 값으로부터 간접적으로 3곳에서의 영향을 분석하기로 한다.

가. 대청역 계측지의 크기

대청역에서 계측한 진동 및 소음의 크기 그리고 진동 주파수대역의 분포 등은 Table 4.6과 같다.

Table. 4.6 Measurement results monitored at Dae-chung station

Month	frequency	Distribution of blasting vibration values (cm/sec)				Distribution of frequency (Hz)				Distribution of air blasts		
		under	0.3-0.4	0.4-0.5	over 0.5	under 50	50-100	100-150	over 150	under 100	100-120	over 129
May	76	69	7	0	0	29	14	19	14	41	35	0
June	70	58	5	3	4	38	10	14	8	27	43	0
July	74	47	20	5	2	12	12	50	.	24	50	0
Total	220	174	32	8	6	79	79	83	22	92	128	0

- *1 대청역에서 계측된 발파진동이 기준치 0.5cm/sec 이상을 초과한 경우는 총6회로 이중 5회 0.52-0.54cm/sec, 1회는 1.07cm/sec가 계측됨.
- *2 진동 주파수가 5월보다 7월에 더 고주파 수대역으로 전이됐으며, 음압 역시 같은 현상인데 이것은 발파작업장이 지하철역사쪽으로 접근함에 기인한다.

일반적으로 거리와 장약량에 따른 간접적인 진동의 비교는, 다른 조건이 동일한 경우 즉 식(4.3)으로부터 진동을 비교하기 위한 추정식은 다음과 같이 표시할 수 있다.

한편 5월 및 6월의 진동 계측자료로부터 구한 K 95%에서의 진동식은 다음과 같다.

$$\frac{V_1}{V_2} = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^{0.565} \quad : (4.4-a)$$

$$V = 2.625 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-0.565} \quad : (4.3-a)$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^{0.341} \quad : (4.4-b)$$

$$V = 1.536 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-0.341} \quad : (4.3-b)$$

V1 : 기준이 되는 진동치로써 대청역에서 계측된 값(cm/sec)

V2 : 구하고자 하는 위치 즉 우성아파트 및 대성아파트에 미친 추정 진동치의 크기

- D_1 : 발파지점에서 구하고자하는 위치까지의 거리 (m)
- D_2 : 발파지점에서 구하고자하는 위치까지의 거리 (m)
- W : 장약량은 동일함으로 약분됨

있는 우성아파트 및 대청아파트에 전파되는 발파진동을 차단하는 방진구(防振溝) 역할을 하게 된다. 그러나 이 방진구의 역할은 없는 것으로 가정한다.

나. 우성 및 대청아파트에 미친 진동치의 크기 추정

실험발파 및 기초계측시 진동치가 너무 적어 계측기에 기록이 되지 않기 때문에 본격적인 작업 수행중엔 지하철 대청역을 중심으로 지속적으로 계측하였다.

그러나 5월 및 6월중 실측치로부터 진동식이 구해 졌으므로 몇가지 가정(假定)하에서 우성 및 대청아파트에 미친 진동치의 크기를 추정해 보기로 한다.

몇가지 가정

- ① 암반내에는 다수의 미세균열이 존재하기 때문에 진동의 전파가 이론적으로 구한 값보다 훨씬 적은 것으로 알려지고 있다. 그러나 이 구간의 암반은 균질(homogeneous)한 것으로 가정한다.
- ② Fig. 2.1. 및 Fig. 4.4에서 보는 바와 같이 지하철 3호선은 발파지점과 반대방향에

- ③ 5-7월중 대청역사에 가장 큰진동을 야기시킨 상황을 기준으로 추정하기로 한다. 즉,

5월 31일 기준 : 거리 10cm, 진동치 0.37cm/sec, 장약량 0.72kg

6월 16일 기준 : 거리 3m, 진동치 1.07cm/sec, 장약량 0.338kg

식(4.4)를 이용하여 구한 표(4.7)의 내용은 다음과 같다.

폭원과 측점까지의 거리가 10m에 불과한 대청역에서 지반진동치가 기록이 되지 않은 것으로 생각된다. 따라서 그값이 적어 계측기에 기록이 되지 않은 것으로 생각된다. 그러나 6월중 대청역에서 가장 큰 진동치가 기록된 1.07cm/sec 진동치는 그대로 전파되어, 만일 우성아파트 및 대청아파트에서 동시에 계측했다면 그 크기는 각각 0.386 및 0.318cm/sec로 기록되었을 것으로 추정된다.

지금까지 발파작업중 이론적으로 대청역에 1.07cm/sec의 진동을 야기시킨때, 위 가정하에서 Table. 4.7과 같이 우성 및 대청 아파트에는 각각 0.386 및 0.318cm/sec의 진동을 미칠 수 있다.

Table.4.7 Predicted Vibration levels at Woosung and Dae-chung apartment

Locations Month	Dae-chung station	Woo-sung apartment	Dae-chung apartment	Remarks
May	vibration level :0.37	$D_2=56.5+10=57$ $V_2=0.127$	$D_2=102+10=112$ $V_2=0.095$	$D_1=10m$
June	vibration level :1.07	$D_2=59.5$ $V_2=0.386$	$D_2=105$ $V_2=0.318$	$D_1=3m$

그러나 이러한 계산은 암반의 특성과 방진구의 기능을 무시한 값이며, 또 국내의 허용진동치를 고려할 때 실질적으로 구조물에 피해를 미치지 않았을 것으로 판단된다.

4.2 경사계 및 응력계에 의한 계측

4.2.1 설치 시기 및 위치

본 굴착 지역의 토류벽은 95년 4월 19일 설치되었으나, 토류벽을 받치는 각종 버팀보(strut)는 현지 작업 사정으로 상당한 시일이 경과된 후에 설치되었다.

즉, 임시 주차장(북)쪽은 약 15m 굴하된 후에 버팀보 4단이, 중동고교(남)쪽은 9-13m가 굴하된 후에 3단 버팀보가 설치되었고, 야산

(동)쪽은 14-15m 굴착되었으나 버팀보가 설치되지 않은 상태인 4월 27일에 IC-2, IC-3, IC-5 등 4개의 경사계가 설치 되었다.

반면에 응력계는 SGA-3, SGB-1은 6월 12일에, SGF-5 및 SGC-7은 8월 31일에 그림(4.10)과 같은 위치에 설치하였다.

여기서 기호중 S.G는 strain gauge을 A, B, C, D, E, F는 위치를 -1, -5, -7은 버팀보의 단(段)수를 의미한다.

계측위치는 변위와 응력이 가장 크게 작용할 것으로 추정되는 부위 즉 토류구조물 및 배면 지반의 거동을 대표할 수 있는 점과, 모서리 부위에 설치하였다.

4.2.2 계측치의 관리 기준

흙막이 벽체 인접지반의 수평변위를 파악하기 위한 경사계의 계측치 판단 방법은 여러 가지가 있다. 즉, 시간이 경과함에 따른 수평변형량을 기준하는 방법, 관리기준에 의한 방법, 경사계 자료에 의한 응력의 역해석 방법, 토류벽의 변형량으로부터 침하량을 산출하는 방법 등을 들 수 있는데 본 연구에서는 현장에서 관리하기가 용이한 경사계의 계측관리기준에 준하였다.

즉 Table. 4.8을 참조하여 수직거리에 대한 수평변위인 경사의 허용한 한계치를 1/200로 설정하였다.

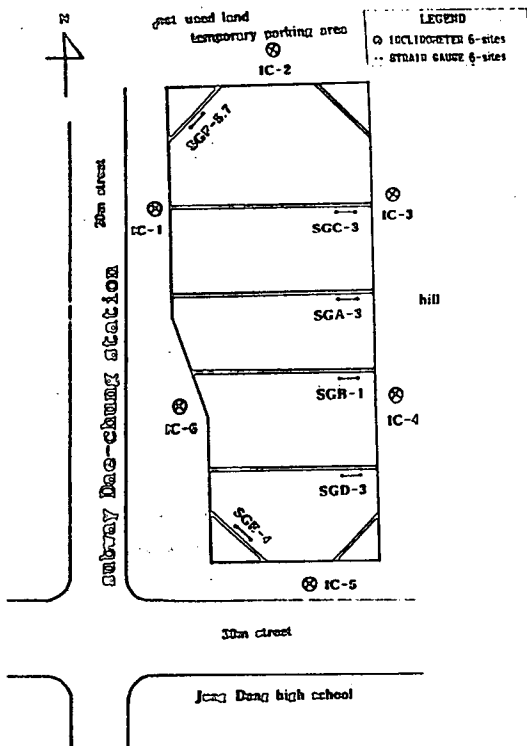


Fig. 4.10 Setting locations of inclinometer and strain gauge meter

Table. 4.8 Criteria for determining on absolute management standard

	Content	Extent of criteria
Structure related to soil	<ul style="list-style-type: none"> stress of retaining walls strain of retraining walls axial force of strut plane view of strut wale 	<ul style="list-style-type: none"> $(A+B)/2-B$ 1/300 or less than $(A+B)/2 - B$ 1/1000 $(A+B)/2 - B$
Surroundings	<ul style="list-style-type: none"> surrounding ground subsidence surrounding underground object gas water supply sewage subway surrounding building 	<p>slope:1/500 - 1/200</p> <p>confer with the manager in charge</p> <p>slope:1/1000 - 1/300</p>

A : allowable stress during long terms,

B : allowable stress during short terms

한편 가설(假說) 구조물의 휨과 부재응력을 트레인 게이지식 응력계에 의한 관리기준치 파악하기 위하여 변형율을 측정할 결 스 는 다음과 같다.

Table. 4.9 Management standard values by strain gage meter

Instrument	Standard of management	Criteria		
		danger	caution	safty
strain gage meter	$F = \frac{\text{allowable bending stress}}{\text{Actural stress}}$	$F < 0.8$	$0.8 \leq F \leq 1.2$	$F > 1.2$

Table. 4. 10 Measurement results of displacements by Inclinator

(unit : mm)

Hole No. Elapsed time(days)	IC-1		IC-2		IC-3		IC-4		IC-5		IC-6	
	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)
0	-	-	1.02	9.0	6.59	0.0	8.82	0.5	0.00	25.0	-	-
7	-	-	6.94	12.5	3.44	0.0	8.48	0.0	0.02	22.0	-	-
15	-	-	42.93	0.0	0.58	6.5	2.24	13.0	0.10	24.5	-	-
29	-	-	21.28	12.5	7.90	6.5	5.22	1.5	4.97	1.0	-	-
38	-	-	34.87	12.5	16.07	0.0	2.09	15.0	0.20	23.5	-	-
42	-	-	39.55	13.0	0.85	25.0	1.90	19.5	0.45	25.0	-	-
51	-	-	41.44	13.0	0.74	25.0	2.20	19.5	0.00	13.0	-	-
56	-	-	47.22	13.0	16.22	4.0	2.42	15.0	0.48	13.0	-	-
65	-	-	54.75	13.0	9.56	11.5	4.86	15.0	3.16	13.0	-	-
74	-	-	56.14	13.0	14.34	6.5	8.82	1.0	8.64	1.0	-	-
88	11.05	11.5	56.36	13.0	14.78	6.5	4.70	13.0	9.00	1.0	13.78	14.5
92	19.37	10.5	54.69	13.0	9.02	6.5	3.18	16.0	0.96	13.0	15.71	14.5
100	25.70	10.5	-	-	12.80	11.5	2.22	16.0	8.97	1.0	21.38	14.5
109	32.21	6.00	54.59	13.0	12.73	11.5	2.25	16.0	8.89	1.0	23.46	14.5
122	32.12	6.00	54.72	13.0	12.59	11.5	2.16	16.0	8.79	1.0	20.60	15.0
126	44.27	6.00	54.82	13.0	12.80	11.5	2.42	16.0	9.90	1.0	26.03	15.0
133	44.13	6.00	54.72	13.0	11.83	11.5	2.46	16.0	10.42	1.0	26.12	15.0
140	45.79	6.00	55.83	13.0	-	-	-	-	-	-	-	-
141	-	-	-	-	14.32	11.5	4.12	16.0	4.11	13.0	31.78	15.0
149	46.22	6.00	57.01	13.0	15.01	11.5	4.62	13.0	3.90	6.0	31.81	15.0
157	45.15	6.00	57.02	13.0	14.93	11.5	2.32	16.0	4.72	3.5	35.91	15.0
163	45.07	6.00	56.92	13.0	14.93	11.5	2.29	16.0	4.90	13.0	36.71	15.0
170	45.18	6.00	57.12	13.0	15.15	11.5	2.55	16.0	5.14	13.0	36.75	15.0
179	45.12	6.00	57.14	13.0	15.18	11.5	2.50	16.0	5.34	13.0	39.04	15.0
190	45.26	6.00	57.05	13.0	15.40	11.5	3.93	16.0	5.55	13.0	39.16	15.0
196	45.41	6.00	57.11	13.0	15.08	11.5	4.14	16.0	10.92	3.5	39.08	15.0
205	45.36	6.00	57.05	13.0	14.96	11.5	4.00	16.0	11.01	3.5	39.06	15.0
211	45.24	6.00	57.33	13.0	14.99	11.5	4.19	16.0	11.12	3.5	38.99	15.0

Hole No. Elapsed time(days)	IC-1		IC-2		IC-3		IC-4		IC-5		IC-6	
	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)	Max disp. (mm)	Depth (m)
218	45.26	6.00	57.08	13.0	14.88	11.5	4.19	16.0	11.18	3.5	39.12	15.0
227	44.96	6.00	57.05	13.0	14.85	11.5	4.19	16.0	11.09	3.5	39.02	15.0
232	45.05	6.00	57.04	13.0	14.77	11.5	4.18	16.0	11.03	3.5	39.05	15.0
241	45.43	6.00	57.07	13.0	14.84	11.5	4.10	16.0	10.96	3.5	38.99	15.0
248	47.00	6.00	57.25	13.0	14.98	11.5	3.01	16.0	8.02	0.0	39.09	15.0
255	47.02	6.00	57.16	13.0	14.93	11.5	2.90	16.0	6.97	0.0	39.04	15.0
261	46.79	6.00	57.03	13.0	14.89	11.5	2.95	16.0	7.20	0.0	39.11	15.0
269	47.04	6.00	57.10	13.0	15.22	11.5	3.01	16.0	7.10	0.0	-	-
274	46.85	6.00	56.87	13.0	15.22	11.5	2.66	16.0	11.07	0.0	0.21	17.5
282	46.79	6.00	56.98	13.0	14.96	11.5	2.81	16.0	9.38	0.0	0.01	20.0
291	46.81	6.00	57.07	13.0	15.03	11.5	2.77	16.0	9.62	0.0	1.95	0.0
296	47.03	6.00	57.06	13.0	15.00	11.5	2.77	16.0	9.62	0.0	1.07	0.0
303	46.55	6.00	57.04	13.0	15.15	11.5	2.04	16.0	4.26	0.0	0.02	20.0

4.2.3 경사계에 의한 계측자료 및 검토

가. 계측자료의 분석

암반굴착중 인접 지반의 수평변위량을 측정하여 지반의 이완여부를 판단하는 기준으로 이용된다. 본 연구에서는 95년 5월 1일 계측기를 설치하여 초기치로 정하였으며, 측정된 수평변위량은 Table. 4.10에 제시되어 있다. 그 중 하나의 예를 도시하면 Fig. 4.11과 같다.

나. 계측자료 분석

(1) 경사계 1번홀 (도로측)

1번 경사계는 20m 도로측(서쪽)에 위치한 구간으로 74일 경과시까지 고장난 상태로 있다가, 88일 경과후 재설치하여 주1회씩 주기적인 계측을 실시하여 왔다.

초기치 측정은 굴착이 13-14.0m 정도 이루어

어진 상태에서 실시된 것으로 0-38일 까지의 변위량은 최대 44.27mm의 증가폭을 나타내고 있다가 그이후 측정시는 미세한 변화를 보여 점차적으로 안정을 찾아 가고 있는 추세를 나타내었다.

굴착 진행과 함께 토류벽 수평 변위량이 증가하는 것은 일반적인 사항이나 굴착진행에 따른 시간별 - 변위증가폭이 크게나타난 것은 무리한 굴토공사에 기인한 것으로 추정된다.

특히, 당 현장은 연·경암으로 인한 암반 발파의 진동 및 버팀보 설치시기의 지연등 복합적인 원인으로 인해 수평 변형이 초기에 컸던 것으로 사료된다.

(2) 경사계 2번 홀(주차장측)

2번 경사계는 주차장측에 위치한 구간으로

95년 5월 1일 초기치 측정후 주기적인 계측을 통하여 현장관리를 해오고 있다.

초기치 측정후 66일까지 급진적인 변화를 보이다가 이후 측정시는 미세한 변화를 보여 점차적으로 안정을 찾아 가고 있다.

급진적인 변위증가는 주차장측에 위치한 구간으로 95년 5월 1일 초기치 측정후 주기적인 계측을 통하여 현장관리를 해오고 있다.

초기치 측정후 66일 까지 급진적인 변화를 보이다가 이후 측정시는 미세한 변화를 보여 점차적으로 안정을 찾아가고 있다.

급진적인 변위 증가는 복합적인 원인인 것으로 사료되는데 구체적으로는 연·경암 상태에서 암발파로 인한 것으로 사료되는데 구체적으로는 연·경암 상태에서의 암발파로 인한 벽체의 진동허상, 버팀보 설치시기 지연 그리고, 굴착 및 버팀보 설치 불량에 기인한 것으로 생각된다. 다만, 경과일수 15일의 측정 자료는 전후 자료와 비교 검토한 경과 기계적인 오차에 기인한 것으로 추정된다.

(3) 경사계 3번홀 (야산측)

Table. 4. 10에서 알 수 있듯이 56일 경과 후 최대 변위량이 4.0m 지점에서 16.22mm로 기록되는데 초기치와 비교하여 보면, 9.63mm 변위 증가를 보이고 있다. 이것은 굴착에 따른 점진적인 변위 증가로 판단된다.

IC-1, IC-2, IC-3 최종굴착깊이 GL -24.70적용
IC-4, IC-5, IC-6 최종 굴착깊이 GL-23.2. 적용
*F-factor means standards of management.

〈IC-1, IC-2, IC-3〉의 경우 허용 변위량
 $1 : 200 = \delta : 24700 \therefore \delta = 123.5$
허용 변위량 123.5mm 적용

〈IC-4, IC-5, IC-6〉인 경우 허용 변위량
 $1 : 200 = \delta : 232000 \therefore \delta = 116$
허용 변위량 116m 적용

경사계 3번홀의 전체적인 변위량은 미세하게 증감 상태를 보이고 있어 전체적으로 안정된 상태인 것으로 판단된다.

다만, 경과일수 42일과 56일의 측정자료는 전후 자료와 비교 검토한 결과 기계적인 오차인 것으로 생각된다.

(4) 경사계 4번홀 (야산측)

4번 경사계 역시 No. 3번홀과 같은 양으로 초기에 변위가 증가하다가 점차적으로 안정된 상태를 유지하고 있다.

(5) 경사계 5번홀 (지하철 3호선)

경사계 5번홀은 지하철 3호선과 인접하여 있는 구간으로 계측관리를 신중하게 한 부분이다.

Table. 4. 11 Dicision of safty by allowable displacement

Hole No.		IC - 1	IC - 2	IC - 3	IC - 4	IC - 5	IC - 6
Disp.							
Allowable disp. (mm)		123.5	123.5	123.5	116.0	116.0	116.0
Max. disp.	elapsed time(days)	181	211	38	74	218	130
	depth (m)	6.00	13.0	0.0	1.0	3.5	15.0
	mm	47.04	57.33	16.07	8.82	11.18	39.12
F-factor*(standard : 0.8)		0.38	0.46	0.13	0.08	0.08	0.34
Dicision		safe	safe	safe	safe	safe	safe

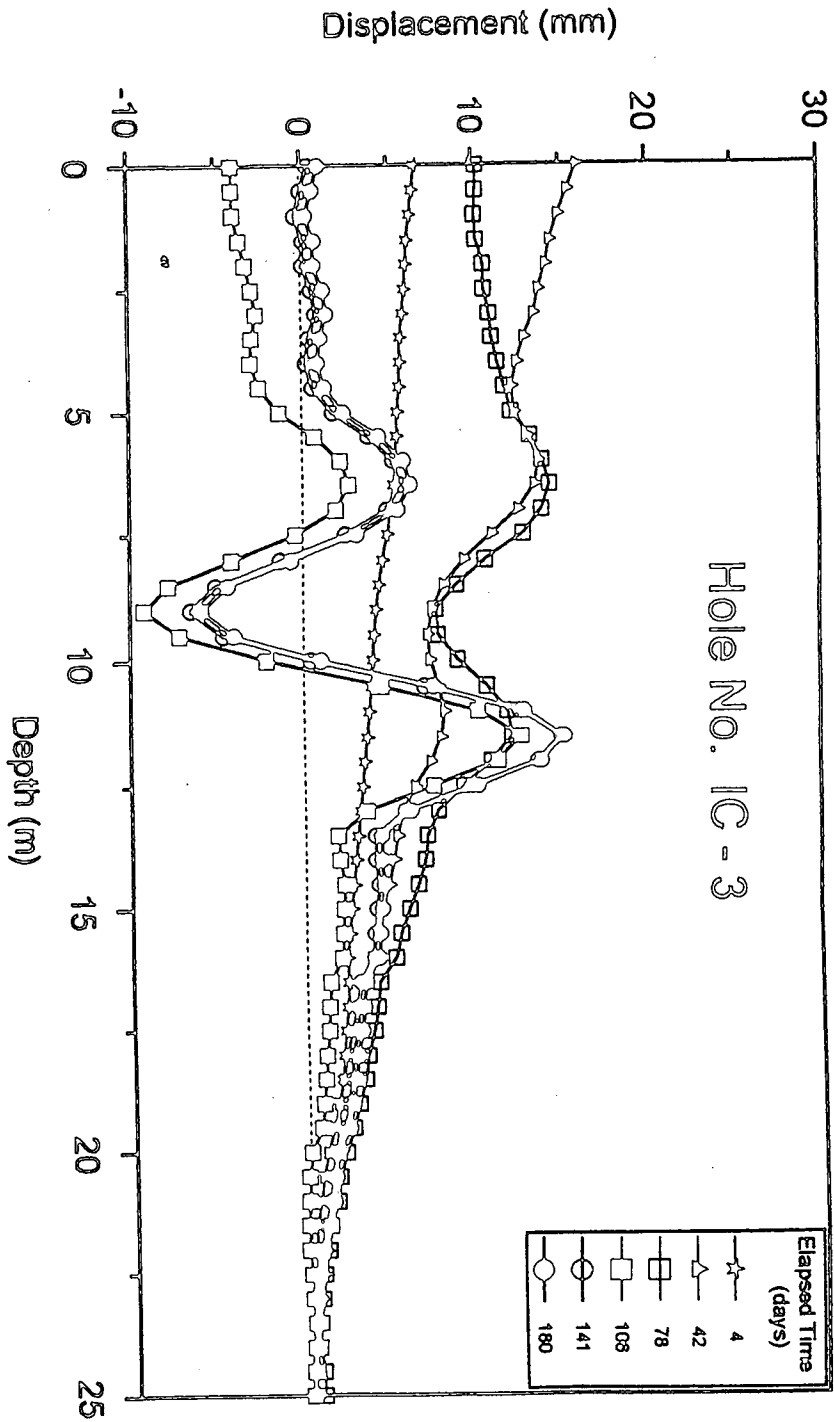


Fig. 4. 11 An example of relationship between displacement and measuring depth by Inclinator

Table. 4. 12 Measurement results of stresses by strain gage meter

(unit : kgf/cm²)

Setting No. Elapsed time(days)	SGA-3	SGB-1	SGC-3	SGD-3	SGE-4	SGF-5	SGF-7
0	0.0	0.0					
9	247.0	-77.0					
20		-	0.0	0.0			
23	243.7	-156.6	-23.3	-298.5			
32	249.2	-127.7	-3.9	-258.8			
46	221.3	-44.7	-1.0	-242.2			
50	258.1	-15.3	33.7	-256.3	0.0		
58	276.9	-38.3	4.8	-257.7	76.2		
67	292.4	-51.1	3.9	-233.9	83.8		
80	302.3	-43.4	11.6	-239.4	94.5	0.0	0.0
84	281.4	-127.7	-27.2	167.5	100.9	4.8	-27.2
91	293.5	-119.9	-1.0	-271.7	115.9	34.9	60.7
99	241.4	-181.8	-17.4	-238.0	141.4	37.3	204.8
107	224.7	-193.7	-25.2	-239.4	134.0	40.8	195.3
115	-11.9	-465.2	-35.0	-301.4	176.2	-107.7	-108.0
121	-4.7	-423.0	-9.7	-332.7	187.7	-99.0	-164.2
128	7.1	-427.2	-4.8	-336.9	191.9	-92.8	-157.9
137	10.7	-421.6	-1.0	-338.4	196.1	-89.1	-153.7
148	130.6	-339.7	4.8	-326.9	199.2	-81.7	-109.0
154	239.2	-293.2	-14.5	-324.1	204.4	-101.5	-120.4
163	93.7	-364.5	-4.8	-295.7	220.0	-121.3	-151.6
169	98.3	-360.4	0.0	-288.6	221.1	-113.9	-146.4
176	104.1	-359.0	4.8	-281.6	225.2	-110.1	-141.2
185	109.9	-365.9	2.9	-284.4	251.0	-107.7	-136.0
190	115.7	-361.8	3.9	-281.6	253.1	-103.9	-139.1
199	118.0	-365.9	4.8	-278.8	256.1	-101.5	-136.0
206	-11.9	-465.2	7.7	-267.5	271.5	-112.6	-89.4
213	137.5	-259.4	8.7	-268.9	272.5	-113.9	-90.4
219	140.9	-255.3	11.6	-266.1	275.6	-110.1	-89.4
227	144.3	-260.7	13.5	-270.3	273.6	-107.7	-91.5
232	93.7	-364.5	14.5	-267.5	276.6	-126.6	-87.4
240	166.0	-236.5	12.5	-271.7	277.7	-125.0	-88.4
249	163.7	-233.8	14.5	-274.5	275.6	-122.6	-89.4
254	161.4	-236.5	11.6	-268.9	273.6	-120.1	-86.3
261	164.9	-232.4	12.5	-271.7	276.6	-121.3	-84.3

Table. 4.9에서 알 수 있듯이 초기에는 굴착측이 아닌 배면측으로 변위가 많이 발생하여 수시로 지하철 3호선 통로 및 지하철 구간을 육안으로 관찰하였다.

초기에 배면측으로 변위가 진행되다가 74일 경과 이후 굴착측으로 변위가 진행 되면서 218일 후에는 3.5m 지점에서 최대 변위량 11.18mm 기록하였으나 점차적으로 안정된 추세로 가고 있는 상태이다.

(6) 경사계 6번홀 (20m 도로측)

경사계 6번홀은 1번홀과 마찬가지로 계측판리가 시작되었다. 초기치 이후 변위량은 계속적으로 증가 상태였으며 최대변위량은 217일 경과 이후 15.0m 지점에서 39.11mm로 나타나고 있다.

이는 앞에서 설명한 바와 같이 복합적인 원

인인 것으로 판단되며 224일 이후 경사계 보정으로 인하여 230일 이후는 재조정된 초기치로 관리하였다.

이상 6구간에 설치된 수평 변위를 통해 지반활동 상황, 즉 일정 시간별 - 변위추이를 통해 알아보았으며 일반적으로 1/200을 적용하여 현자의 안정상태를 검토해 본결과는 Table. 4.11과 같다.

4.2.4 응력계에 의한 계측 자료 및 검토

가. 계측자료

토류벽에 설치된 버팀보(strut)의 압축 및 인장력을 측정하였는데 버팀보의 계측된 값을 요약하면 Table.4.12와 같으며 이 가운데 SGC-3를 예로 들어 도시하면 Fig. 4.12와 같다.

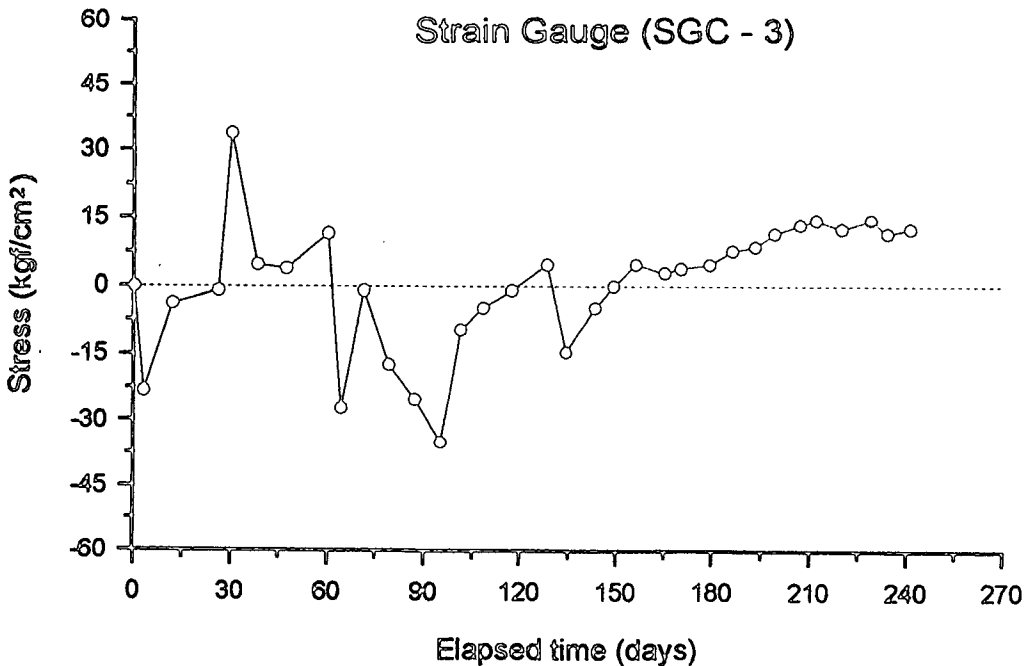


Fig. 4.12 An example of relationship between stress and days by strain gage meter

나. 계측자료의 분석(strut의 응력검토)

(1) 사용 강제

- 규격 : H-300×300×10×15
- 단면적 : (A) = 119.8cm²
- 단면 2차 반경 장축방향(Rx)=13.10cm
단축방향(Ry)=7.510cm²
- 단면계수(Zx)=1.360.00cm³
- 설치간격 = 3.50 (최대간격)

(2) 허용 응력

- 장축 방향
 - 좌굴 깊이 : 8.34m

$$\frac{1}{R_x} = \frac{834}{13.10} = 63.66 < 93.$$

$$\delta ca = 1,400 - 8.4 \left(\frac{1}{r} - 20 \right) = 1.031 \text{ kgf/cm}^2$$

- 단축 방향
 - 좌굴 깊이 : 8.34m

$$\frac{1}{R_y} = \frac{834}{7.51} = 111.05$$

$$\delta ca = \frac{18,000,000}{6,700 + \left(\frac{1}{r} \right)^2} = 945.78 \text{ kgf/cm}^2$$

버팀보에 설치된 스트레인 게이지는 A, B, C, D 구간(직선-strut)에 2개를 설치하였다.

Table. 4.13에서 알 수 있듯이 B, D, F 구간은 감소를 나타내고 있으며 나머지 구간(A, C, E)은 증가내지 감소를 보이고 있는 상태이다.

이러한 시간별 응력 감소 양상은 기 설치된 버팀보가 일정한 응력을 유지하다가 다음 버팀보 설치를 위한 굴착으로 인해 기설치된

버팀보는 집중토압을 받게 되어 응력이 크게 증가한다. 그러나 다음 버팀보가 설치되면 응력이 다음 버팀보로 분배가 되어 응력이 감소하기 때문인 것으로 풀이된다.

일반적으로 버팀보에 의한 시공이 기반조건과 굴착 진행속도 그리고, 인접건물 규모 등에 따라 수평 변위 발생 크기는 상이하게 나타나는데, 버팀보에 작용하는 응력을 비교하여 보면 Table 4.13과 같다.

5. 결 론

서울시 강남구 대치동 상업용지 2-1 블록에 건설중인 N 건설 미씨 860 오피스텔 신축공사 지역은 잔구(殘丘)가 발달한 노년기 지형으로 조사지역 주위에 양재천과 탄천이 북서쪽으로 합류하여 한강에 유입되며, 남쪽으로는 해발 293m인 대모산이 위치하고 있다.

본 지역의 기반암은 선 캄브리아기의 경기 변성 복합체로 호상흑운모 편마암과 화강암질 편마암이 주로 분포하고 있는데 이 곳에서 실시한 시추결과 부분적으로 풍화토 및 연암도 분포하고 있으나 많은 부분이 지표로부터 약 1.5m 하부에서부터 경암층이 존재하는 것으로 확인되고 있다.

오피스텔을 신축하기 위하여 암굴착 예상량은 89,000m³에 달하며 기초터파기 면적은 4163.80m²이다. 한편 공사지역 주변환경은 현장과 접하여 왕복 4차선 도로가 남쪽과 서북쪽으로 교차되어 있고, 남북방향으로 지하철 3호선이 통과하고 있는데 시공구역에서 가장 가까운 5-35m 거리에 지하철 대청역이 위치하고 있다.

또한 남측 및 서측도로를 횡단하여 각각 중동고교와 벽산건설 현장이 위치하고 있으며, 우성 및 대청아파트는 이들 지하철 3호선을 횡단하여 각각 57mm 및 102m 떨어져 위치하고 있다.

Table. 4.13 Overall stress results by strain gage meter

setting No. allowable stress(kg/cm ²)	SGA-3	SGB-1	SGC-3	SGD-3	SGE-4	SGF-5	SGF-7
Long axial direction	1031	1031	1031	1031	1031	1031	1031
Short axial direction	945	945	945	945	945	945	945
Maximum stress	302.3 (80)	-465.2 (115)	33.7 (30)	-338.4 (107)	277.7 (190)	40.8 (27)	204.8 (19)
Dicision	safe	safe	safe	safe	safe	safe	safe

() : elapsed time (days)

이와 같은 주변환경조건에서 지표로부터 대체로 24-28m 깊이까지 암반을 굴착하여야 되는데 굴착과정중 발파로 인한 지반진동 및 소음이 주변 및 인체에 영향을 미치지 않도록 조절하여야 한다.

아울러 흙막이 토류벽, 배면지반의 이완으로 침하를 방지하여야 되며, 토류벽을 지지하고 있는 버팀보(strut)의 안정성을 검토하는 게 본 연구의 주목적이다.

이와 같은 목적을 효율적으로 달성하기 위하여 발파진동 및 소음측정기, 경사계(inclinometer) 및 스트레인 게이지식 응력계를 사용하여 몇가지 계측을 실시하였다.

즉 THOMAS Instruments Co.Ltd의 VMS-100, VMS-500등계측기를 이용하여 진동 및 소음의 크기를, 토류벽 배면 지반에 설치한 경사계를 이용하여 배면지반의 수평변위를, 버팀보내에 설치한 계측기를 통하여 부재(部材)내 응력의 변화를, 공사기초부터 기초가 완료될때까지 계속 추적하면서 허용기준치 이내로 조정하여 안전하게 시공할 수 있었다. 본 연구에서 실시한 주요 연구내용을 요약하면 다음과 같다.

$$V(K,95\%) = 1.551 \left(\frac{P}{\sqrt{W}} \right)^{-0.371}$$

이 진동식으로부터 구간 거리에 따른 지발당장약량 최대 장약량은 표(4.4)와 같으며 이에 따른 발파방법은 선행이완 발파, 제어발파 그리고 일반발파법이다.

2. 주변의 주요 시설물중 가장 인접된 지하철 구조물을 기준할 때 이격거리에 따른 세부 발파공법은 다음과 같다.

3. 시공 주변 4곳에서 발파진동치를 측정하려고 하였으나 대청역사를 제외하고는 진동 및 소음이 낮아 계측기에 기록되지 않았다.

대청역에선 진동치가 기준치인 0.5cm/sec 이상을 초과한 경우는 총 226회중 단 6회로 백분율로 표시하면 2.6%에 해당된다. 초과된 6회중 5회는 0.52-0.54cm/sec이고 단 1회는 1.07cm/sec 가 기록되어 그 원인을 규명하고 대책을 수립하였다. 그 이후는 초과사례가 없었다.

1. 시험발파 결과 얻어진 추정 진동식은 다음과 같다.

* Detailed blasting method with distance from blating point

Method Content	Presplitting blasting (caution II)	Controlled blasting (caution I)	General blasting
Distance from blasting point(m)	< 8	8 ~ 15	> 15
Drilling conditions			
Dia. of hole(mm)	42	42	45
Drilling depth(m)	1.5	1.5	2.4
Hole spacing(m)	0.60	0.60~0.80	0.90
Overburden(m)	0.60	0.60	0.90
Explosives and detonating method			
Explosives	E.L ϕ 28 M.S.D	E.L ϕ 28 M.S.D	E.L ϕ 28 M.S.D
Detonator	single hole	single or double holes	combination of multiple-holes
Detonating method			

*소음은 모두 기준치인 129dB 미만으로 만족스런 상황이었다

* 진동의 주파수 분포는 5월에 비하여 7월에 더 고주파대역으로 전이 됐으며, 음압 역시 같은 현상인데 이것은 발파작업장이 지하철 역사(驛舍)쪽으로 접근함에 기인한다.

4. 한편 5월에서 7월까지 계측된 진동 자료 중 5월 및 6월의 자료를 신뢰도 95%인 진동식으로 표시하면 다음과 같다.

$$V = 2.625 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-0.565} : 5월$$

$$V = 1.536 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-0.341} : 6월$$

5. 우성 및 대청아파트에서는 진동이 계측되지 않았지만 가장 큰 진동을 보인 1.07cm/sec은 이론상으로 두 아파트에 각각 0.318 및 0.386 cm/sec의 크기를 보였을 것으로 추정된다.

그러나 시공구역과 양 아파트 사이에는 지하철 3호선이 설치돼 있어 방진구(防振溝)역할을 하고, 암반내에는 다수의 균열 즉 不連續面이 존재하기 때문에 실질적으로 위에 제시된 값보다 훨씬 적은 진동이 미쳤을 것으로 판단된다.