



저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원 저작자를 표시하여야 합니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)



2010년 2월

박사학위논문

발파진동 및 비산충격에 대한
광주 안정성 분석

조선대학교 대학원

자원공학과

박현식

발파진동 및 비산충격에 대한 광주 안정성 분석

Analysis of Pillar Stability for Ground Vibration and
Flyrock Impact in Underground Mining Blasting

2010년 2월 25일

조선대학교 대학원

자원공학과

박현식

발파진동 및 비산충격에 대한 광주 안정성 분석

지도교수 강 추 원

이 논문을 공학 박사학위신청 논문으로 제출함

2009년 10월

조선대학교 대학원

자원공학과
박현식

박현식의 박사학위논문을 인준함

위원장 한국지질자원연구원 류창하



위원 원앤비기술사사무소 원연호



위원 조선대학교 고진석



위원 한국지질자원연구원 최병희



위원 조선대학교 강추원



2009년 11월

조선대학교 대학원

목 차

List of Tables	iv
List of Figures	vi
Abstract	ix
1. 서론	1
2. 이론적 배경	6
2.1 발파진동	6
2.1.1 발파진동의 특성	6
2.1.2 발파진동의 전파특성	9
2.1.3 발파진동의 예측방법	10
2.2 암반손상권 이론	14
2.2.1 손상대의 정의	14
2.2.2 암반손상영역의 예측방법	17
2.2.3 발파진동속도에 의한 예측	18
2.3 발파에 의한 비산	24
2.3.1 비석의 궤적	24
2.3.2 비산석에 의한 충격진동 예측	28
3. 조사와 평가	34
3.1 지질 및 광상	34
3.2 불연속면 조사	37

3.3 실내실험	38
3.3.1 실내실험의 종류	38
3.3.2 실내실험의 결과분석	39
3.4 암반평가	44
3.4.1 RMR	45
3.4.2 Q-system	46
 4. 현장실험	48
4.1 발파진동 측정	48
4.1.1 발파패턴	48
4.1.2 발파진동 계측	50
4.2 비산거리 측정	53
4.3 광주의 변위량 측정	54
4.3.1 터널의 내공변위 관리기준	54
4.3.2 변위계 설치	54
4.3.3 광주의 변위량 측정방법	57
4.3.4 광주의 변위량 측정	58
 5. 분석	62
5.1 발파진동 회귀분석 및 예측	62
5.2 암반손상권 분석	64
5.3 파쇄입도 분석	65
5.3.1 파쇄입도 분석 모델	65
5.3.2 분석결과	66

5.4 비산석의 충격진동 예측	68
6. 수치해석 69	
6.1 발파에 의한 동적하중 산정	69
6.1.1 발파 폭평압력 추정식	69
6.1.2 공벽면에 작용하는 폭평압력 산정	69
6.1.3 시간 압력하중	70
6.1.4 등가 환산 발파하중	70
6.2 모드분석을 통한 지반댐평값 산정	71
6.3 광주의 안정성 해석	72
6.3.1 해석조건	74
6.3.2 발파하중에 의한 해석결과	76
6.3.3 비산석의 충격하중에 의한 해석결과	91
6.3.4 광주의 폭에 따른 진동속도	96
7. 고찰 98	
7.1 발파진동속도	98
7.2 충격진동속도	99
7.3 광주규격(폭/높이)에 따른 진동속도 비교	101
8. 결론 105	
참고문헌 109	

List of Tables

Table 2.1 Comparison of blasting vibration and earthquake	9
Table 2.2 Parameters which influence ground motion	10
Table 2.3 Variable considered in a dimensional analysis of explosion phenomena (Ambraseys and Hendron, 1968)	12
Table 2.4 Damage levels from ground vibration as a function of peak particle velocity of ground motion near structures	23
Table 3.1 Distribution of discontinuities	37
Table 3.2 Result of laboratory test	43
Table 3.3 RMR value of rock mass	45
Table 3.4 Classification of rock mass by Q-system	47
Table 4.1 Results of measurement	51
Table 4.2 Throwing distances of flyrocks	54
Table 4.3 Sensitivity of rod extensometer	56
Table 5.1 Physical properties of rock mass	64
Table 5.2 Results of fragmentation analysis	67
Table 5.3 Shock energy and shock vibration with fragmentation size	68
Table 6.1 Input parameters	74
Table 6.2 Shock pressure by flyrock	74
Table 6.3 Maximum blasting vibration velocity and displacement at each analysis point	90
Table 6.4 Maximum shock vibration velocity and displacement by flyrock at each analysis point	95

Table 6.5 Maximum blasting vibration velocity at each analysis point with pillar width	97
Table 6.6 Maximum shock vibration velocity at each analysis point with pillar width	97
Table 7.1 Maximum blasting vibration velocity at analysis points	98
Table 7.2 Equation of relationship between maximum blasting vibration and pillar size	102
Table 7.3 Equation of relationship between maximum shock vibration and pillar size	102

List of Figures

Figure 2.1	Near-hole blast cracking(Dupont, 1977)	6
Figure 2.2	Measuring direction of ground vibration	7
Figure 2.3	Conceptual model of EDZ	15
Figure 2.4	Property and range of disturbed rock zone around cavity	15
Figure 2.5	Sketch showing nomenclature for the EHDZ, ESDZ, EDZ and EdZ	16
Figure 2.6	Integral calculus for stemming length to calculate particle velocity on voluntary observation	19
Figure 2.7	Influence of the charge density on the damage zone	22
Figure 2.8	Charge and maximum flyrock distance in bench blasting	28
Figure 3.1	Mine map of study area	35
Figure 3.2	Geology genealogy of study area	36
Figure 3.3	Pillar of study area	36
Figure 3.4	Survey of discontinuity	37
Figure 3.5	Pole-contour diagram	38
Figure 3.6	AG Balance	39
Figure 3.7	Sonic viewer (OYO Inc.)	40
Figure 3.8	Uniaxial compressive strength test	40
Figure 3.9	Strain gauge and portable strain indicator	41
Figure 3.10	Steel loading jaw and Brazilian tensile strength test	41
Figure 3.11	Triaxial compressive strength test	42
Figure 3.12	View of rock mass classification	44
Figure 4.1	Standard blasting pattern	49

Figure 4.2	View of blasting vibration measurement	50
Figure 4.3	Vibration time history of measurement result(distance = 47 m)	52
Figure 4.4	Detail drawing of V-cut	53
Figure 4.5	Rod extensometer(ER-4 m)	55
Figure 4.6	Installed location of rod extensometer	55
Figure 4.7	Installation of rod extensometer	56
Figure 4.8	Tunnelyzer M5 indicator	57
Figure 4.9	Displacement of extensometer I -A	58
Figure 4.10	Displacement of extensometer I -B	59
Figure 4.11	Displacement of extensometer I -C	59
Figure 4.12	Displacement of extensometer II-A	60
Figure 4.13	Displacement of extensometer II-B	61
Figure 4.14	Displacement of extensometer II-C	61
Figure 5.1	Relationship between peak particle velocity and square root scaled distance	63
Figure 5.2	Relationship between peak particle velocity and cube root scaled distance	63
Figure 5.3	Estimation of damaged zone	65
Figure 5.4	Digital image processing of fragmentation	66
Figure 5.5	Cumulative size distribution curve	67
Figure 6.1	Dynamic analysis model	73
Figure 6.2	Analysis point	73
Figure 6.3	Loading curve of time-pressure in excavation wall	75
Figure 6.4	Loading curve of time-pressure in pillar	75

Figure 6.5 Contour of maximum vibration velocity	77
Figure 6.6 Vibration velocity of left sidewall in pillar	78
Figure 6.7 Vibration velocity of A-line in pillar	79
Figure 6.8 Vibration velocity of B-line in pillar	80
Figure 6.9 Vibration velocity of C-line in pillar	81
Figure 6.10 Vibration velocity of right bottom in pillar	82
Figure 6.11 Contour of maximum displacement	84
Figure 6.12 Displacement of left sidewall in pillar	85
Figure 6.13 Displacement of A-line in pillar	86
Figure 6.14 Displacement of B-line in pillar	87
Figure 6.15 Displacement of C-line in pillar	88
Figure 6.16 Displacement of right bottom in pillar	89
Figure 6.17 Contour of vibration velocity by flyrock impact	92
Figure 6.18 Contour of displacement by flyrock impact	94
Figure 7.1 Comparison of vibration velocities predicted by various methods ..	100
Figure 7.2 Relationship between maximum blasting vibration velocity and pillar size	103
Figure 7.3 Relationship between maximum shock vibration velocity and pillar size	103
Figure 7.4 Damage level by pillar width and pillar height	104

Abstract

Analysis of Pillar Stability for Ground Vibration and Flyrock Impact in
Underground Mining Blasting

By Park, Hyun Sik

Adv. Prof. : Kang, Choo Won

Dept. of Resource Engineering

Graduate School, Chosun University

These days, mining industry prefers underground development for large mining because of exhaustive minning resources and environmental pollution and large drafts and mining cavities thanks to extensive distribution of heavy excavation machines. In a mining design, to control collapse of cavities and secure stability, design of cavities and pillars are considered as very important.

Pillars separate cavities while controlling deformation of rock mass and are categorized according to their roles as follows: support pillars, protective pillars, and control pillars. As such pillars are designed and excavated based on empirical formulas, when roofs or side walls collapse in mining, mining works are retreated or rocks in front of collapsed area are abandoned and major resources are buried, which causes lower economic profits and stability. In blasting work for mining, blasting vibration, flyrocks and fatigue behaviors may cause deformation or destruction of pillars, and collapse of

mining cavities. Therefore, it is very important to secure stability of pillars against shock vibration, and blasting vibration delivered through the ground. For the stable blasting design, we have to examine lithology of blasting sides of cavities and identify patterns of blasting design and deformation behaviors of pillars by blasting vibration and shock vibration of flyrocks.

Therefore, this study investigated discontinuity of cavities and carried rock mass evaluations and lab experiments to identify physical and chemical characteristics of rocks in study area. And we obtained a prediction equation of blasting vibration through instrumentation for underground cavities and analysed excavation damaged zones. For measurement of convergence of pillar, we installed six instruments at three places(upper, middle and bottom) of pillar crossing at right angles to investigate deformation of pillar due to excavation of mining cavities, and obtained theoretical shock vibration imposed on pillar through fragmentation analysis and measurement of flyrock distance. To examine the influence of pillar in underground mining blasting, we carried a finite element analysis and compared the result with prediction equation of blasting vibration, and shock vibration of flyrock when a impact was imposed on pillar and theoretical shock vibration.

Blasting vibration at theoretical throwing distance of flyrock(16.34 m) in underground mining cavities was estimated to be 18.92 cm/s and when distance(14.59 m) from working face to pillar is applied to a prediction equation of blasting vibration, vibration was calculated to be 22.47 cm/s. Theoretical shock vibration when flyrock with maximum particle size(F_{100}) collided with the left sidewall of pillar, was calculated to be 16.96 cm/s. It

indicates that 75 % level of vibration against the blasting vibration prediction equation. As a results of numerical analysis, maximum value of blasting vibration at pillar was 32.67 cm/s, which highly indicates against blasting vibration prediction equation. Maximum shock vibration obtained through a numerical analysis on the time when flyrock collided with pillar was 15.22 cm/s, which indicates that about 90 % level of vibration against theoretical shock vibration and 68 % level of vibration against blasting vibration prediction equation.

In comparison with the blasting vibration and shock vibration by pillar size(width/height) through finite element analysis, blasting vibration velocity decreased when pillar size increased from 0.25 to 0.92, variation of blasting vibration velocity when pillar size is greater than 1.08 was slighted. Shock vibration velocity greatly decreased when pillar size increased from 0.25 to 0.42, variation of shock vibration velocity when pillar size is greater than 0.58 was slighted. Through the equation of relationship between pillar size and maximum vibration velocity at left sidewall of pillar, it enable user to estimate pillar size by damage levels(Langefors and Kilhstrom, 1973).

In comparison with the prediction equation of blasting vibration through in-situ instrumentation and regression analysis, shock vibration in case flyrock collided with pillar was predicted to be lower, which indicates that influence of blasting vibration is greater than shock vibration of flyrock. However, in blasting at very near distance from pillar, actual shock load on pillar by flyrocks is great and in consideration of total particle size and superposition effect of shock vibration, as it is expected shock vibration to

pillar will increase, it should be considered as an important factor in design of pillars. At underground mining cavities, blasting design should consider application of blasting vibration prediction equation, theoretical shock vibration of flyrocks and shock vibration imposed on pillars obtained through a numerical analysis, which will contribute to increased stability of adjacent pillars, and proper identification of the influence of blasting vibration and shock vibration of flyrocks on rock mass and artificial structures such as pillars, drafts and tunnels.

1. 서론

화약이 산업계에 도입된 후 화약발파는 유용 광물 자원의 채취, 댐, 고속도로 및 지하철 건설 등 광업, 토목, 건설 분야의 각종 작업에서 암반 굴착을 위한 방법으로 널리 이용되고 있다. 암반굴착을 위한 발파 설계시 각 설계 변수들은 효율성, 안정성 및 안전성 등의 측면에서 검토되어야 한다.

최근 광업계는 산업발달과 더불어 대형 장비에 의한 기계화 작업을 위해 재래식 방법에 비해 경도와 채굴공동을 대형화 하고 있으며, 채광설계에서 봉락의 방지와 안전한 채광작업을 위해 채굴공동과 광주의 설계를 매우 중요시 하고 있다. 이러한 채광설계는 암석역학의 발전으로 실제와 부합된 수치해석이 뒷받침 된 역학적 설계가 가능하게 되어 중요한 참고자료가 되고 있다. 그러나 일반 토목공사용 터널이나 지하공동과는 달리 채광작업은 복잡한 여러 형태의 채굴공동을 형성하면서 3차원적으로 계속 진행되므로 실제와 부합하는 응력해석이 거의 불가능하여 단순화 한 모형에 의한 해석을 적용하는 것이 일반적이며, 현지 암반내 초기응력 및 변형과 실험실 강도 등을 종합하여 일차적으로 광주의 크기를 암석역학적으로 설계하고 채굴작업시 변위, 변형 및 2차 응력의 변화 등 각종 계측치를 이용하여 보완하는 시행착오법으로 최적조건을 결정하고 있는 실정이다.

광주는 암반의 변형을 억제하면서 채굴공동을 몇 개의 작업장으로 분리하는데, 그 역할에 따라 지보 광주, 보호 광주, 그리고 제어 광주로 나눌 수 있다. 지보 광주는 광주자체가 천반을 지지하는 것으로 잔주식 채굴법에서의 광주가 가장 좋은 예이며, 보호광주는 지하채굴로 인한 지표구조물 혹은 다른 암반 공동 구조물로부터 분리하거나 보호하기 위하여 필요한 광주이며, 그 목적에 따라 세분하면 방벽광주, 수생광주, 경계광주 그리고 방호광주로 분류한다. 제어광주는 암반돌출로 인한 재해가 심각해질 우려가 있는 경암층내 대심도 채굴에서 고려되는 사항으로 체계적인 광주의 배열로 채굴에 따른 에너지 변화를 제어함으로서 암반돌출 문제를 완화시키기 위한 광주이다.

이러한 광주의 설계는 경험식에 의해 설계 및 채굴을 시행하고 있기 때문에 채

굴과정에서 천반 및 측벽이 붕락한 경우 후퇴하거나 붕락지역 앞부분의 광석은 채굴 할 수 없어 방치되기 때문에 주요한 자원을 사장시키는 경우도 있다. 또한 채광을 위한 발파작업시 발파진동 및 암편의 비산과 계속되는 발파작업으로 인한 광주의 피로현상에 의해 주변에 위치한 광주의 변형 및 파괴가 발생되며, 이로 인해 채굴공동의 붕락현상이 발생되기도 한다. 따라서 채광장에서 발파암의 비산 및 발파진동으로 인한 광주의 안정성을 확보해야 하며, 이를 위해서는 채광장 발파단면의 암질을 조사, 반영한 발파설계 패턴에 따른 광주의 변형거동을 파악하여 채광광주 보호를 위한 안정적인 채광발파 설계가 필요하다.

채광장에서 발파작업시 발생되는 발파진동과 비산되는 발파암의 충격에 의한 채굴장 광주의 거동을 분석하고 이를 발파설계에 반영하므로써 안정적인 광주설계를 수행하여 안전한 채광작업, 효율적인 광산개발과 채광실수율을 증가시킬 수 있을 것이다. 또, 광주의 2차 채굴을 포기하여 영구히 남겨두는 영구광주법을 채택한 채광장이라면 채수율을 크게 할 필요가 있어 설계된 광주의 크기를 최소로 제한하고 채굴폭을 증가시켜 광산실수율을 더욱 향상시킬 수 있을 것이다.

손상영역은 굴착방법, 주용력 상태, 암반 물성에 따라 다르게 나타나고, 일반적으로 발파공법을 이용할 경우의 암반 손상영역은 기계식 굴착공법으로 인한 손상영역보다 더 크게 발생한다고 알려져 있고(장수호 등, 2000; Sato et al. 2000), 발파에 의한 굴착 손상영역의 경우 최외곽공과 전열공의 저항선, 장약량 등에 민감한 것으로 알려져 있다(정용훈, 2006).

국내의 경우 암반손상영역을 평가하기 위해 코어시추, 실험실시험, 발파진동측정, 보어홀 카메라 등의 여러 방법으로 암반 손상영역을 정량적으로 평가하고자 하였고(장수호 등, 2000), KURT에서 코어판찰, 시추공 레이다, Goodman jack 시험, MPEX(Multi-Position Borehole Extensometer) 등을 실시하여 EDZ를 연구하였다 (Kwon et al., 2008).

국외의 경우 중국의 Xiaowan 수력발전소 부지의 사면에 시추공 카메라 촬영을 통해 손상된 균열 변위를 측정하여 심도에 따른 누적개방변위(accumulative opening displacement) 그래프를 이용하여 EDZ(Excavation Damaged Zone)를 ESDZ(Excavation Slightly Damaged Zone)와 EHDZ(Excavation Heavily Damaged Zone)로 정량화 시도를 하였고(Faquan Wu et al., 2008), 일본터널협회(1982)는 굴

착교란영역에서 필요한 측정방법과 개념을 분류하였고, 굴착교란영역이 보고된 데 이터를 수집하고 집계하였으며, 경암에서 수로터널 건설시 다른 굴착방법을 이용하여 결과를 비교, 분석하였다. Tono 광산과 Kamaishi 광산에서도 암반손상권에 대한 연구가 수행되었다(Sato et al., 1995; Sugihara et al., 1999).

Pusch와 Stanfors(1992)는 최외곽공의 장약밀도가 0.22~0.37 kg/m인 발파구역에서 EDZ 범위는 0.3~0.6 m인 상호관계식을 제안하였고, Forsyth(1993)는 폭약주변의 암반은 강력한 방사상의 압축력(intense radial compression)이 지배하고, 접선인 장변형(tangential tensile strains)이 발달하면, 이런 변형이 암석의 동적 인장파괴변형을 초과하면 균열이 개시된다 하였다. 그리고 종래의 발파방법과 스무스 발파방법에 의한 암반손상권을 비교·분석하였다(Sasamoto et al., 1999).

중단봉락식 채굴진행에 따른 채굴적 주위의 응력분포 및 변형거동에 관한 수치해석적 연구를 실시한 결과 각 채굴단계에서 탄층내의 미채굴적에 유도되는 응력은 채굴면으로부터 약 5 m 떨어진 부분에서 최대 집중현상을 보인다고 하였고(김영구, 1990), FEM 시뮬레이션에 따르는 AE 측정에서 굴착면과 최대전단응력이 집중되는 갱도 벽면의 2 m 안쪽에 AE가 집중된다고 발표하였다(Kinoshita et al., 1998). 굴착과 관련된 주변 암반의 변형 거동은 탄소성 FEM 접근 방법을 이용하여 조사하였다(Sato et al., 1999).

발파암석의 파쇄도를 완전하게 정량적으로 평가할 수 있는 방법은 물질 전체를 분급시키는 것이나 실제적이지 못하고, 파쇄도를 평가하는 방법은 육안분석, 사진분석, 초고속 항공사진 측량법, oversize 옥석 집계법, 2차 소할발파에서의 화약소모량, 쇼벨 적재속도, 분급 등의 방법이 있다(한공창 등, 1997). 선우춘 등(2001)은 영상처리시스템을 이용한 모델시험 및 채석현장에서 실시된 발파후의 파쇄암석들에 대한 파쇄도 분석에서의 소프트웨어적 및 촬영상 해결되어야 할 문제점에 대해 연구하였고, Neren과 Porte(1974)는 파쇄된 암석의 표면을 무작위로 15 %정도 선택하여 사진을 찍어 격자를 사용하여 분석하는 방법을 사용하였으며, Bonneville(1980)은 새롭게 노출되는 파쇄암석의 표면을 촬영하여 파쇄도를 분석하였으나 시간의 제약을 많이 받고, 파쇄도의 성질을 정량화 하는 것이 어려운 것으로 알려져 있다. 발파된 암석의 파쇄도 예상을 위해 여러 가지 모델들이 제안되었는데, Larsson(1974)은 암석파쇄암의 평균치와 대괴의 평균치와의 상관관계식을 도출하였고, Holmberg(1981)는

Larsson의 경험식으로부터 파쇄암의 크기에 관해 연구하였다. 그러나 Larsson의 식은 전색높이와 벤치높이의 효과를 고려하지 않았기 때문에 SVEDEFO(Swedish Detonic Research Foundation)는 전색깊이와 발파공의 심도를 고려한 식을 제안하였다. Faddeekov(1975)는 스크린의 크기와 특정 입자크기 및 균질성 지수를 사용한 Rosin-Rammler 식을 제안하였고, Cunningham(1983)은 Rosin-Rammler의 크기 분포곡선과 Kuznetsov(1973)에 의해 제안된 발파에 의한 평균입자크기를 기초로 한 Kuz-ram식을 제안하였다.

Robert Folchi(1992)는 건물의 발파해체시 거리에 따라 예상되는 충격진동에 대한 경험식을 제안하였으나 거리만을 변수로 하고 있으며 충격량의 규모에 따른 변수가 포함되지 않기 때문에 일반적 적용이나 실제 여러 발파패턴에 대한 효과를 예측하는데 제한을 갖고 있다. M. A. Perkin(1989)은 낙하충격에 의한 지반진동속도는 발파진동 예측식의 환산거리 변수에서 장약량을 대신하여 낙하물체의 초기 위치에너지를 사용하여 유도할 수 있음을 보여주었으며, 낙하충격에 의한 지반진동 전파는 추의 위치에너지를 낙하지점에서 거리에 따른 최대진동속도를 나타내는 경험식을 적용하였다. 조규용 및 강추원(2007)은 낙하물체의 위치에너지를 지면과 충돌시 발생하는 초기충격량을 적용하여 낙하충격실험에 의한 진동자료의 거리별 감쇠율, 높이별 자유낙하시차에 따른 충격진동을 예측하는 관계를 분석하였다.

박진우 등(1995)은 낙하충격에 의한 지반진동의 크기 및 주파수 특성에 관한 연구에서 토양층과 콘크리트층에서의 진동감쇠와 충격지점과 측정지점의 매질이 동일한 경우, 다른 경우의 주파수를 분석하였고, 고영선 등(1996)은 방진구, 채움재 차단벽, 주열상 방진공을 이용한 낙하충격진동의 감쇠에 대한 연구를 수행하였다. 김종훈(1997)은 발파파원과 낙추파원에 의해 생성된 탄성파의 지반진동을 측정하여 주파수 특성과 점성감쇠율을 분석하였으며, 임대규 및 임영기(2004)는 타워형 구조물의 발파해체시 붕괴된 부재가 지면과 충돌시 발생되는 지반진동수준을 예측하는 기법과 진동을 저감할 수 있는 각종 방법에 대한 효과를 축소모형시험을 통해 도출하였으며, Wang(2007)은 낙하중량과 높이에 따른 모멘트 계산식에 의해 충격진동속도를 예측하였다.

Yamamoto et al.(1998)은 굴착에 의한 영향을 갱도 벽면 변위의 수렴조사를 통해 연구하였으며, 강추원(1999)은 암반절리의 거칠기와 강도로부터 수치해석이 가능하

도록 지배방정식을 구성한 Barton-Bandis 절리모델에 의한 대규격 지하 인접 공동 구간의 암주에 대해 현지응력 측정 및 변형거동해석을 통하여 암주의 변형특성을 분석하였다.

이에 본 연구는 연구지역 암반의 특성을 파악하기 위해 채굴공동의 불연속면조사와 암반평가를 실시하였고 다양한 실내암석실험을 실시하였다. 지하채굴공동의 발파진동계측을 통한 발파진동 예측식 도출 및 암반손상구분석을 수행하였고, 광주의 변위 계측을 위해 광주의 상단, 중앙, 하단부의 3개소와 이에 직교하는 3개소로 총 6개소를 설치하여 채굴공동 굴착에 따른 광주의 변형을 측정하였으며, 채굴공동의 발파시 발생되는 비산석의 파쇄입도 분석과 비산거리 측정을 통하여 광주에 가해지는 이론적인 비산석의 충격진동을 산정하였다. 지하채굴공동의 발파에 따른 광주영향에 대한 수치해석검토를 위해 유한요소해석을 수행하여 발파진동 예측식, 비산석이 광주를 충격하였을 때의 충격진동과 이론적인 비산석의 충격진동식을 비교, 분석하였으며, 또한 광주규격에 따른 진동특성을 반영하여 지하채굴공동의 발파시 발파진동 및 비산석의 충격진동을 고려한 광주설계의 인자로 사용할 수 있도록 제안하였다.

2. 이론적 배경

2.1 발파진동

2.1.1 발파진동의 특성

진동이란 구조물이나 지반 등이 동적인 외력의 영향을 받아 운동적 평형위치로부터 시간의 경과와 함께 반복 위치가 변화하는 운동현상을 말한다. 구조물의 대부분은 탄성체이기 때문에 어떤 작용에 의하여 크고 작은 진동을 받는 것은 말할 필요도 없다.

폭약이 장약공 내에서 폭발하면 수만에서 수십만 기압에 달하는 강력한 충격압과 가스압, 그리고 대단히 높은 고온이 발생한다. 이 때 Figure 2.1과 같이 충격압과 고온에 의해 발파공에서 수~수십 mm 이내에 인접한 암반은 녹아내리거나 잘게 파쇄되어 파쇄대를 형성하고, 연속되는 가스압과 충격파의 전달로 인해 파쇄대 외부의 암반에는 균열이 발생, 전파되어 균열대를 형성하게 된다.

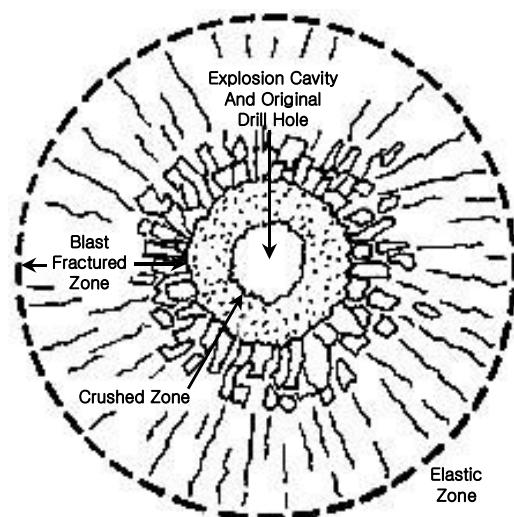


Figure 2.1 Near-hole blast cracking (Dupont, 1977).

폭원으로부터 3차원적으로 전파된 충격압에 의한 충격파는 거리에 따라 현저히 감쇠되어 발파에 의한 에너지의 일부가 탄성파의 형태로 균열대 외부의 암반 중에 전파되어 간다. 이러한 탄성파는 암반 중에 전파되어 가면서 지반의 진동을 발생시키게 되는데, 이를 지반진동(ground vibration)이라 한다.

암반 중으로 전달되는 탄성파는 입체파(물체파 ; body wave)는 종파와 횡파 및 표면파로 나뉜다. 이러한 탄성파가 암반 중을 전파하면서 지반진동을 일으키게 되는데 한 점에서의 지면의 운동은 진폭과 주기를 갖는 진동으로 나타난다. 이와 같은 발파에 의한 지반진동은 입자변위(particle displacement), 입자속도(particle velocity), 입자가속도(particle acceleration)의 3종류로 표시되고 있다.

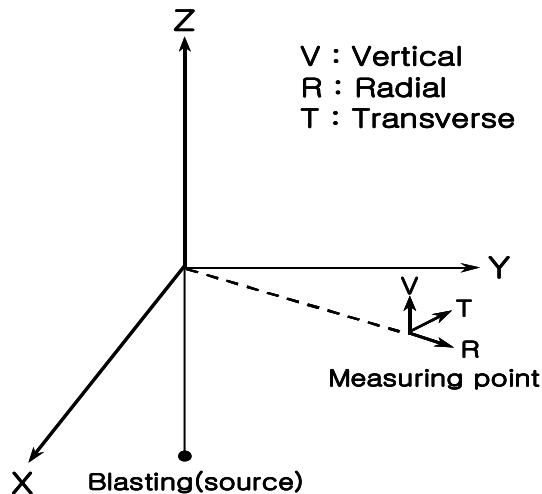


Figure 2.2 Measuring direction of ground vibration.

지반진동의 측정은 그 방향에 따라 Figure 2.2와 같이 폭원으로부터 측점을 향하는 평면상파의 진행방향성분(longitudinal 혹은 radial component), 진행방향에 직교하는 수직방향성분(vertical component), 이들 두 방향과 직각을 이루는 접선방향성분(transverse component)의 세 방향으로 이루어진다.

이들 3 성분의 상대적 크기는 대상 암반이나 지형 및 발파에 의해 생성된 탄성파 즉, P파(압축파, 종파, primary wave), S파(전단파, 횡파, secondary wave) 및

표면파(Rayleigh wave) 등의 상호 간섭에 따라 변하고 진동 주파수는 각각 다르게 나타난다. 따라서 3 성분 중 각각 단일성분(V , T , L)에 대한 크기와 우월성분의 최대치가 원하는 계측 위치에서 측정될 수 있어야 한다.

이러한 탄성파의 파형은 매우 복잡하여 폭원으로부터 근거리에서는 육안상 구분되지 않고 복합파의 형태로 나타나며, 비교적 원거리에서는 전파속도가 느린 표면파가 지배적인 것으로 알려져 있다.

한편 발파에 의한 지반진동을 단순조화진동(simple harmonic motion)으로 보면 입자변위(D), 입자속도(V), 입자가속도(A)의 표시법 사이에는 식 (2.1)과 식 (2.2)와 같은 관계가 성립한다.

$$V = 2\pi f \cdot D \quad (2.1)$$

$$A = 2\pi f \cdot V \quad (2.2)$$

여기서, f 는 최대 진폭에서의 진동주파수이다.

지반진동의 크기를 표시하거나 허용수준을 설정하려면 지반진동 크기를 비교할 수 있는 척도가 필요하며, 그 크기정도를 입자변위·입자속도·입자가속도의 3가지 형태로 표시할 수 있다.

Table 2.1과 같이 지진동(earthquake vibration)은 발파진동에 비해 그 주파수가 작고 지속시간이 길며 진원이 깊은 지중이어서 종파, 횡파, 표면파가 분리되어 지표 중에 도달하나, 발파진동은 발파원이 측점에 가까워 이들 각각의 파가 측점에 동시에 도달하고, 또 고주파인 관계로 쉽게 감쇠가 일어나며 지진에 비하여 파형이 비교적 단순하다.

현재까지 세계적으로 연구된 결과에 의하면 주파수가 수십에서 수백 Hz 범위인 발파진동에서 주로 주거 구조물의 피해 정도는 진동변위속도에 비례한다. 따라서 그 규제기준을 진동속도로 삼고 있다.

Table 2.1 Comparison of blasting vibration and earthquake

Sort	Blasting vibration	Earthquake
Focal depth	Ground or inside of close ground	Over underground 10km
Vibration frequency	Several 10 to several 100 Hz	1 Hz of below
Vibration duration	Within 0.1 s	Over 10 s, minute unit (a big earthquake)
Vibration waveform	Simple	Complex

2.1.2 발파진동의 전파특성

폭약이 폭발할 때 발파에 필요한 최대의 효과를 얻기 위해서는 충분한 에너지가 전달이 되어야 한다. 폭약의 종류와 특성, 자유면의 수와 크기, 암반의 구조(절리, 층리, 박리 및 균열), 천공경과 천공간격, 장약량과 장약공법, 전색의 정도, 발파공의 배치, 기폭시차 배열 등에 따라 발파효과가 좌우된다.

이 때 암석의 강도에 비하여 폭력이 약하고 전색이 불완전하면 기대한 발파효과를 얻기 어려우며 이때는 대상 암반의 발파에 대한 저항선과 여러 가지 폭약이 가지는 발파 영향 요소 등에 대해서도 충분한 검토를 하여야 한다.

발파진동의 전파특성을 결정하는 조건은 크게 입지조건과 발파조건으로 나눌 수 있다.

입지조건은 발파부지와 인근 구조물의 기하학적 형태, 대상암반의 지질학적 특성 및 역학적 성질 등을 말하며, 발파조건은 사용하는 폭약, 장약량, 기폭방법, 폭원과의 거리 등을 말한다.

이 중에서 발파조건은 조절 가능한 변수로, 입지조건은 조절 불가능한 변수로 구분 가능하며, 발파진동의 영향을 최소한으로 하기 위해서는 조절 가능한 변수들을

잘 파악하여 이를 적극 활용하여야 한다.

Table 2.2는 발파진동 변수에 대한 영향을 나타내었다.

Table 2.2 Parameters which influence ground motion

Parameter	Items	Influence on ground motion		
		Significant	Moderately signif.	Insignif.
Controllable parameters	A. Delay interval	○		
	B. Charge weight per delay	○		
	C. Explosives type	○		
	D. Burden and spacing		○	
	E. Hole diameter and drilling angle		○	
	F. Stemming			○
	G. Direction of initiation			○
	H. Charge weight per blasting			○
Uncontrollable parameters	A. Distance of blast site and structure	○		
	B. Geography		○	
	C. Soil type and layer depth		○	
	D. Rock condition		○	
	E. Atmospheric condition			○

2.1.3 발파진동의 예측방법

발파진동을 예측하는 대표적인 두 가지 방법은 환산거리 방식(Duvall, et al., 1963; Devine, 1996; Ash, 1973; Bicholls, et al., 1971; Bollinger, 1971; Archibald, 1976; Calvin, et al., 1975; Dupont, 1980)과 장약레벨 방식(Langefors, 1978)을 들 수 있다. 환산거리 방식은 거리와 장약량의 자승근 혹은 삼승근 관계인 환산거리

(scaled distance) 개념에 의한 발파진동의 예측방법이며, Langefors의 장약레벨 방식은 각각의 장약레벨과 거리와의 관계인 장약레벨(charge levels) 개념에 의해 진동속도를 예측한다. 국내에서는 이들 방법 중 환산거리 개념에 의한 발파진동의 예측이 일반화되어 있다.

(1) 환산거리의 유도

환산거리는 지발당 장약량(W)과 거리(D)가 변화할 때 최대 입자속도를 예측하는데 필요한 것이다. 가장 보편적인 두 가지 환산거리는 자승근 환산거리($D/W^{1/2}$)와 삼승근 환산거리($D/W^{1/3}$)이다. Hendron(1969)은 발파진동을 조절하는데 Table 2.3의 변수들이 중요한 의미를 갖는 것으로 생각하였다.

발파에 의한 진동과 이것이 구조물에 미치는 영향으로는 Buckingham Pi 무차원 해석이론(Langhaar, 1951)에 의하면 발파현상과 관련되는 6개의 독립변수와 무차원 변수가 있고 이를 변수는 u/D , \dot{u}/c , $\ddot{u}D/c^2$, ft , tc/D 및 $W/\rho c^2 D^3$ 이다. 처음 4개는 종속변수이고 나중 2개는 독립변수들이 조합된 것이다. 앞의 변수들은 어떤 역할을 하거나 서로 곱해질 수 있고 하나의 무차원 변수는 다른 무차원 변수의 함수일 수 있다.

암석의 밀도(ρ)나 탄성파속도(c)는 암종에 따라 큰 변화가 있는 것이 아니기 때문에 지발당 장약량(W)이나 폭원으로부터의 거리(D)의 변화는 중요한 의미를 가진다.

구조물이 피해에 크게 영향을 미치는 요인은 입자의 변위, 속도 및 가속도와 주파수 등 네 개의 종속변수로 좁혀지고, 여러 계측결과에 의하면 진동속도와 가장 밀접한 관계가 있다.

Table 2.3 Variable considered in a dimensional analysis of explosion phenomena (Ambraseys and Hendron, 1968)

Parameters	Symbol	Dimension*
Independent		
Energy (per delay)	W	FL
Distance	D	L
Seismic velocity	c	LT^{-1}
Density of rock mass	ρ	Ft^2L^{-4}
Time	t	t
Dependent		
Ground displacement	u	L
Ground particle velocity	\dot{u}	Lt^{-1}
Ground acceleration	\ddot{u}	Lt^{-2}
Frequency	f	t^{-1}

* F : force, L : length, t : time

발파에 의해 발생한 지반진동의 크기는 폭원으로부터 계측지점까지의 거리에 반비례하고, 1회 발파 당 동시에 폭발하는 장약량에 비례하므로(Devine, 1966) 거리와 장약량의 함수관계를 환산거리로 표기하며, 이것은 지발당 장약량과 거리가 변화할 때 최대진동속도를 예측하는데 필요한 것이다.

환산거리에 의한 발파진동 예측식은 다음 식 (2.3)과 같다.

$$V = K(SD)^n \quad (2.3)$$

여기서, V 는 진동속도, K 는 입지상수, n 은 감쇠상수, SD 는 환산거리로써 발파

원과 수진점과의 거리(D)와 지발당 장약량(W)은 다음 식 (2.4), (2.5)와 같이 각각 자승근 및 삼승근으로 표시된다.

$$SD = \frac{D}{\sqrt{W}} \quad (2.4)$$

$$SD = \frac{D}{\sqrt[3]{W}} \quad (2.5)$$

K 와 n 은 장약량과 거리를 제외한 모든 인자를 반영하며, 통칭으로 입지상수(site constant)라고 한다. 식에서 진동속도는 환산거리에 반비례하며 거리에 대해서는 반비례, 장약량에 대해서는 비례하는 것을 알 수 있다.

환산거리식은 두 변수를 분리하고 지수계수를 달리하면 적합도가 더 높은 일반식 (2.6)이 얻어진다.

$$V = KW^a D^b \quad (2.6)$$

a 와 b 는 각각 지수계수와 감쇠계수이다. 일반식 (2.6)은 높은 적합도에도 불구하고 설계의 어려움 때문에 많이 적용되고 있지 않고 있다.

식 (2.3)과 (2.6)으로 구해지는 진동수준은 평균 진동수준이므로 발파설계에 직접 이용할 수 없다. 따라서 정규분포의 특성을 이용하여 신뢰수준 95% 발파진동 예측식을 구하고 현장여건에 맞는 허용 진동수준으로부터 허용 환산거리를 산출하게 된다.

(2) 95% 신뢰식의 결정

발파설계를 위해서는 대상 지역의 시험발파를 통한 K , n 상수 값을 정의하는 것이 중요하며, K , n 값이 결정되고, 허용 진동속도가 주어지면 발파진동식에서 폭원으로부터 거리와 지발당 장약량과의 관계를 나타내는 노모그램을 작성할 수 있다.

입지상수의 결정방법은 측정 자료처리를 로그-로그 그래프 상에서 최소자승법에

의해 최적 적합식(best fit line)을 구하면 이를 50% 신뢰식이라고 한다.

입지상수 K 의 50% 값을 K_0 라 하고 95%, 99%의 K 값을 각각 K_1 , K_2 라 하면 K_0 , K_1 , K_2 값은 로그 정규분포의 특성을 이용하여 식 (2.7), (2.8), (2.9)와 같이 구할 수 있다.

$$K_0 = \exp A_0 \quad (2.7)$$

$$K_1 = \exp(A_0 + 1.645\sigma) \quad (2.8)$$

$$K_2 = \exp(A_0 + 2.326\sigma) \quad (2.9)$$

여기서, σ 는 표준편차이다. 또한 신뢰식의 기울기 n 은 동일하다.

2.2 암반손상권 이론

2.2.1 손상대의 정의

손상대란 터널 굴착과 같은 인위적인 작업에 의해 터널 주변의 초기 암반 물성이 변화되는 구간으로 정의된다. Figure 2.3은 일반적인 손상대 발생 개념을 보여준다. 발파충격이나 응력 재분포에 의해 암반의 열적·역학적·수리적·화학적 물성이 영구 변화되는 구간을 손상대(Excavation Damaged Zone)으로 표현하며 암반물성의 변화가 없이 응력분포가 변화하는 구간은 응력 재분포 구간(stress redistributed zone)으로 구분할 수 있다. 손상대 구간의 수리 특성 변화로 인해 터널 주변에는 불포화 구간(unsaturated zone)이 형성된다.

Backblom and Martin(1999)은 굴착에 의해 영향을 받는 영역인 암반손상대(Excavation Disturbed Zone, EDZ)를 터널주변의 암반이 모암과 다른 특성을 나타내는 영역으로 파괴영역(failed zone), 손상영역(damaged zone) 및 교란영역(disturbed zone)을 모두 포함하는 영역으로 구분하였다. Figure 2.4는 터널주변 암

반손상·교란영역의 특징과 범위를 나타내는 모식도이다. 여기서 파괴영역(failed zone)은 암반블록이 암반으로부터 완전히 분리된 영역이고, 손상영역(damaged zone)은 미소파괴가 발생하여 변형계수의 감소, 투수계수의 증가 등과 같은 암반특성의 영구적인 변화가 발생하는 영역이며 교란영역(disturbed zone)은 굴착에 의한 응력재분배 등으로 인하여 응력 또는 수리적 특성과 같은 상태변화가 발생하는 영역으로 손상영역과는 달리 암반특성의 변화는 크지 않거나 회복될 수 있는 영역으로 정의된다.

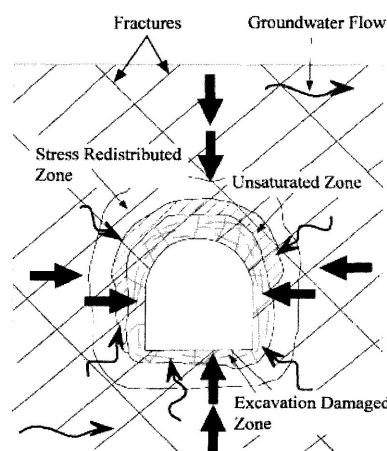


Figure 2.3 Conceptual model of EDZ.

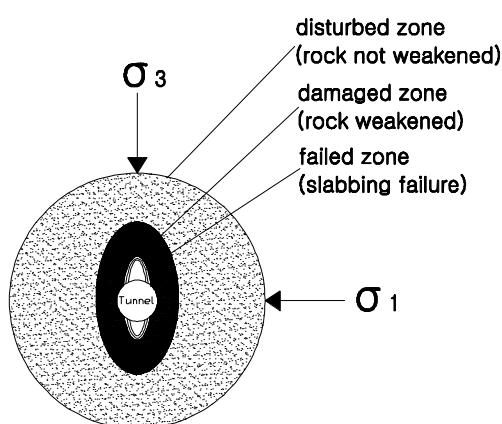


Figure 2.4 Property and range of disturbed rock zone around cavity.

Backblom and Martin(1999), Tsang et al.(2005)은 EDZ(Excavation Damaged Zone)는 지하수 유동 특성에 큰 변화(수리전도도가 1 order 이상 증가)를 야기하는 수리역학적·지화학적 변화가 발생하는 구간, EdZ(Excavation disturbed Zone)는 수리역학적·지화학적 변화에 의한 지하수 유동 특성에 변화가 없는 구간으로 구분하여 정의한 바 있다.

Faquan Wu et al.(2008)은 시추공 카메라 촬영을 통해 손상된 군열 변위를 측정하여 EDZ(Excavation Damaged Zone)를 ESDZ(Excavation Slightly Damaged Zone)와 EHDZ(Excavation Heavily Damaged Zone)로 세분하였다.

Figure 2.5는 EHDZ, ESDZ, EDZ, EdZ의 모식도를 보여준다.

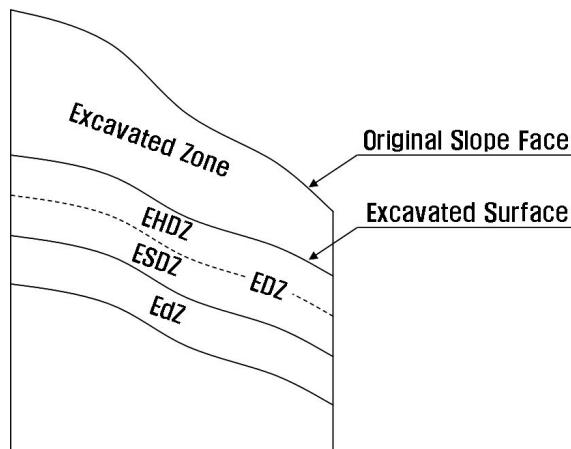


Figure 2.5 Sketch showing nomenclature for the EHDZ, ESDZ, EDZ and EdZ.

EDZ의 조사는 스웨덴(Aspo and Stripa mine), 일본(Tono and Kamaish mine), 미국(WIPP and Yucca Mountain), 스위스(Grimsel and Mont Terri), 캐나다(URL), 벨기에(Mol), 독일(Asse mine), 프랑스(Tournemire and Meuse/Haute) 그리고 펀란드(Olkiluoto research tunnel)를 포함한 많은 나라에서 방사선 폐기물 처분장 지하 연구시설의 주요 연구 주제 중 하나이다. 이런 지역에서 EDZ 연구로부터 얻은 결과로 많은 논문이 나왔다(Cai and Kaiser, 2005; Dale and Hurtado, 1996; Emsley et al., 1997; NEA, 2002; Tsang et al., 2005; Backblom and Martin, 1999;

Hoteit et al., 1999; Price and Bauser, 1985; JNC, 1998; Simmons and Baumgartner, 1994).

2.2.2 암반손상영역의 예측방법

현재까지 발파작업에 의한 암반 손상영역의 예측과 측정은 대부분 발파진동속도 또는 입자속도를 이용한 방법으로 이루어지고 있다. 발파진동속도 이외에 암석코어 시추, 탄성파 굴절법 탐사, 물리검증, 보어홀 카메라(borehole camera), 투수시험, 미소파괴음(acoustic emission; AE) 측정 등을 이용하는 방법들이 제시되어 있다. 아직까지 각 방법의 우수성과 타당성이 검증되지 못한 상태이며, 어느 한 방법에만 의존하지 않고 가능한 모든 방법들을 적용하여 굴착에 의한 손상영역을 예측하는 것이 유용하다고 논의되고 있다.

현장에서 직접 암석시험을 위한 시편을 채취하여 암반손상영역을 산정하는 방법은 암반벽면의 경우, 암석코어의 상태는 파쇄가 많이 되어 있는 상태로서 코어길이가 매우 짧을 경우 크기효과로 인해 타당한 시험결과를 얻지 못할 뿐만 아니라 시추비용이 고가인 점을 고려할 때 적용성이 저하되며, 암석의 물리적, 역학적 특성 중 일축압축강도와 탄성파속도로부터 손상영역의 범위를 어느 정도 추정할 수 있으나 탄성계수와 σ_{AE} (Kaiser effect를 이용하여 AE event가 급격하게 증가하기 시작하는 지점의 응력수준)의 변화의 편차가 매우 커서 범위를 추정하기 어려우며, 탄성파속도가 암석내부의 미세균열, 밀도, 공극율, 특히 파쇄정도에 따라 크게 달라진다는 점을 고려할 때 탄성파속도로 손상영역 범위의 추정이 우수한 것으로 알려져 있다. 보어홀 카메라에 의한 암반손상영역의 예측방법은 거시균열들이 발생한 파쇄대를 시각적으로 확인할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 그러나 손상영역은 미세균열들이 발생하여 암석 특성의 영구적인 변화가 발생하는 영역으로 이러한 미세균열들을 확인하기 어렵기 때문에 손상영역의 정량적 평가에 적용하기 어려우며, 수치해석을 이용한 방법은 직접 실험을 하지 않고 암반손상영역을 예측할 수 있는 장점이 있지만 폭평압과 가스압에 의한 발파매카니즘을 정확히 반영할 수 있는 구

성모델을 만들기 어렵다는 단점이 있다. 또한 발파진동 측정결과로부터 암반손상영역을 예측하는 방법은 원거리에서 측정된 입자속도로부터 근거리 입자속도를 예측하는 방법으로서 발파진동식의 신뢰성과 임계속도 결정에 필요한 암석특성 선정 등에 문제점을 내포하고 있으나 발파공에서부터 에너지가 탄성매질을 따라서 감쇄함을 가정하고 암질이 우수한 경우에 적용성이 우수한 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 연구대상 지역의 암질이 우수하고, 발파진동예측식의 신뢰성이 높으며, 실내 암석실험(인장강도, P파 속도, 탄성계수) 결과로 임계진동속도를 환산할 수 있는 장점과 기타 방법의 적용에 대한 현장실험의 한계성 등을 고려하여 발파진동속도에 의한 암반손상영역을 예측하는 방법을 적용하였다.

2.2.3 발파진동속도에 의한 예측

일반적으로 발파공 부근의 발파진동을 직접 측정하기 어렵기 때문에, 대부분의 경우 원거리(far-field) 진동측정을 통하여 근거리(near-field)의 진동을 추정하는 모델을 적용한다.

여기서, 최대입자속도는 다음과 같은 경험식의 형태로 나타낼 수 있다.

$$V = KW^{\alpha}/R^{\beta} = K \left(\frac{R}{W^b} \right)^n \quad (2.10)$$

여기서, V 는 최대입자속도(mm/s), W 는 지발당 장약량(kg), R 은 폭원으로부터 거리(m)이다. 상수 K , α , β , n 은 암반의 구조적 특성 및 발파조건에 따라 달라지며 b 는 $1/2$ 또는 $1/3$ 이다.

식 (2.10)은 장약의 길이에 비해서 거리가 매우 긴 경우에만 유효하며 이런 경우 장약은 집중장약으로 간주될 수 있다. 이 식을 변형하면 봉상장약의 경우를 살펴보면 봉 모양의 선형장약량이 l (장약길이(m))당 장약량(kg))인 경우, 미소장약에 대해서 위 식을 적분하여 진동속도 V 의 1차 근사치를 얻을 수 있다. 미소장약에 의한

진동파가 관측점에 거의 동시에 도착한다고 가정하면 장약의 다른 부분에 의한 미소장약의 도착시간의 차이는 무시될 수 있다.

관측점에서 장약공까지의 거리는 다음과 같이 나타낼 수 있다(Figure 2.6).

$$R_i^2 = R_o^2 + (R_o \tan \theta - x_i)^2 \quad (2.11)$$

여기서, R_o 는 장약공과 측점과의 수직거리를 의미하고 θ 는 장약공의 하부에서 측점을 바라보았을 때의 각도이며, x_i 는 장약공의 하부에서 미소장약 W_i 까지의 거리를 나타낸다.

$$W_i = l dx \quad (2.12)$$

여기서, l 은 선형장약량이다.

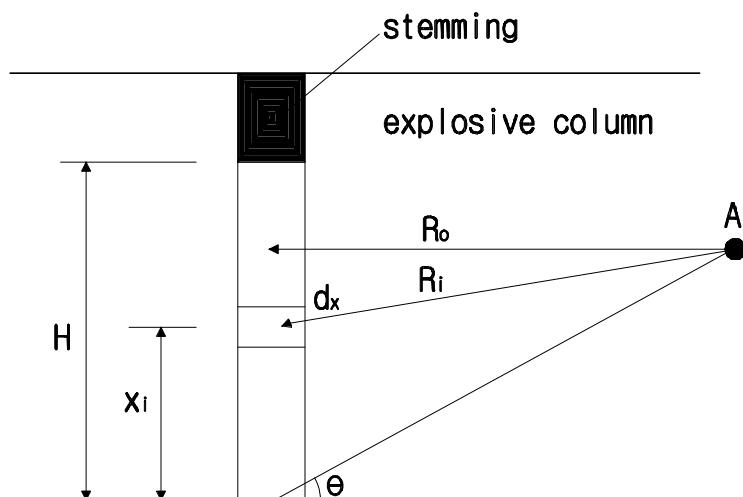


Figure 2.6 Integral calculus for stemming length to calculate particle velocity on voluntary observation.

식 (2.12)을 이용하여 장약길이 H 까지 적분하면 최대진동속도는 다음과 같이 계산된다.

$$W = \int W_i = \int_0^H l dx$$

$$R = (R_0^2 + (R_0 \tan \theta - x)^2)^{1/2}$$

$$\therefore V = Kl^\alpha \left[\int_0^H \frac{dx}{[R_0^2 + (R_0^2 \tan \theta - x)^2]^{\beta/2\alpha}} \right]^\alpha \quad (2.13)$$

임의의 폭약이나 폭제에 대한 선형장약량 l 은 중량강도(weight strength; blasting gelatine dynamite의 폭력을 100%로 하고 이것과 동일 약량의 공시폭약과 폭력 비교치)가 1.02인 ANFO로 정규화시켜야 한다. ANFO에 대한 상대적인 중량강도는 다음과 같이 주어진다.

$$S_{ANFO} = \frac{(Q + V_g/0.85)}{5.04} \quad (2.14)$$

여기서, Q 는 폭발열(MJ/kg)을 나타내고 V_g 는 표준상태에서의 방출가스 체적(m^3/kg)을 나타낸다.

이 모델은 발파공에서부터 에너지가 탄성매질을 따라서 감쇄함을 가정하고 암질이 우수한 경우에 잘 적용될 수 있다. 이를 통해서 구한 일정거리에서의 진동치를 다음의 변형율 손상모델(strain damage model)에 의한 최대입자속도와 비교하여 발파손상 범위를 예측할 수 있다. 이때 변형율 손상모델에 의한 최대입자속도는 암반의 손상한계에 대한 임계속도이다.

발파에 의한 암반의 손상은 발파로 인해 생성된 동적변형율 S 의 결과로 탄성매질의 경우에 있어서 S 는 입자속도(V)와 종파의 전파속도(V_p)의 비율로서 계산된다.

$$S = \frac{V}{V_p} \quad (2.15)$$

암반의 한 요소에서 인장파괴가 발생한다면 인장응력과 인장강도는 같을 것이다.

$$\begin{aligned} E &= \frac{T_s}{S_t} \\ S_t &= \frac{T_s}{E} \end{aligned} \quad (2.16)$$

여기서, E 는 탄성계수, T_s 는 인장강도, S_t 는 인장균열이 개시되기 전의 인장변형율이다. 폭약주변의 암반은 강력한 방사상의 압축력(intense radial compression)이 지배하고, 접선인장변형(tangential tensile strains)이 발달한다. 만약 이런 변형이 암석의 동적 인장파괴 변형을 초과하면 균열이 개시된다(Forsyth, 1993). 만일 V_d 가 손상이 발생할 때의 임계진동속도라고 한다면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{V_d}{V_p} &= \frac{T_s}{E} \\ \therefore V_d &= \frac{T_s \times V_p}{E} \end{aligned} \quad (2.17)$$

인장강도를 단축압축강도의 $1/10$ 이라 고려하면, 새로운 균열이 발생할 것이라고 기대되는 진동수준은 다음과 같이 주어진다.

$$V_d = 0.1 \times UCS \times \frac{V_p}{E} \quad (2.18)$$

여기서, UCS 는 일축압축강도이고 거의 탄성에 가까운 매질에 대해서는 상당히

적절한 값을 나타낸다.

Figure 2.7은 EDZ 범위와 장약밀도(charge density) 사이의 관계식이 있다고 Pusch 및 Stanfors(1992)에 의해 다음 식 (2.19)와 같은 상호관계식이 제시되었다.

$$S = 2.0 \times Q^{1.2} \quad (2.19)$$

여기서, S 는 EDZ의 범위 (m), Q 는 선형장약밀도 (linear charge density, kg/m)이다. 쇠외곽공의 장약밀도는 0.22~0.37 kg/m인 EDZ 연구지역의 발파에서 예측된 EDZ 범위는 0.3~0.6 m이다.

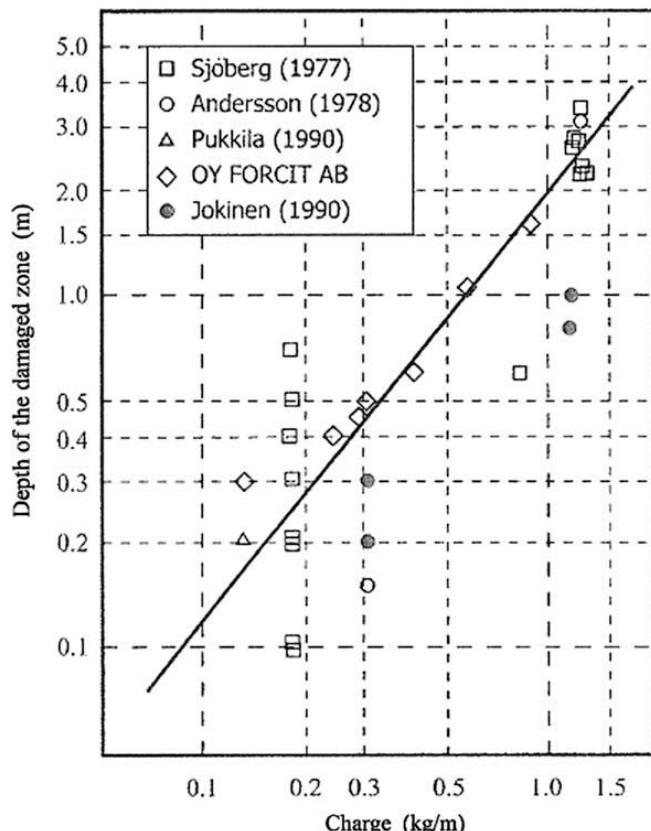


Figure 2.7 Influence of the charge density on the damage zone.

SVEDEFO(Swedish Detonic Research Foundation)에서 진동속도를 예측하는 경험식이 다음 식 (2.20)과 같이 제안되었다(Olofsson, 1988).

$$V = 700 \times \frac{Q^{0.7}}{R^{1.5}} \quad (2.20)$$

여기서, Q 는 선형장약밀도 (kg/m), R 은 거리 (m)이다.

위와 같이 입자속도로부터 암반 손상영역의 범위를 예측하는 방법이 널리 적용되고 있으나 이러한 결과들은 원거리 입자속도로부터 예측된 것으로 최근에 들어서 근거리 입자속도를 이용하는 연구들이 더욱 활발히 진행 중이다.

Langefors와 Kilhstrom(1973)은 라이닝하지 않은 터널의 경우 30.48 cm/s 의 진동속도에서 낙반이 발생하고(Table 2.4), 61 cm/s 에서 새로운 균열이 발생한다고 하였다. Bauer와 Calder(1970)는 무결암의 경우 25.4 cm/s 이하에서는 아무런 균열이 발생하지 않으며, $25.4\sim63.5 \text{ cm/s}$ 에서 인장균열이 발생하기 시작하고 $63.5\sim254 \text{ cm/s}$ 에서 강한 인장균열과 반경방향 균열이 발생하며, 254 cm/s 에서 암반의 파괴가 발생한다고 하였다.

Table 2.4 Damage levels from ground vibration as a function of peak particle velocity of ground motion near structures

Peak particle velocity (cm/s)	Nature of damage
30.48	Fall of rocks in unlined tunnels
19.30	50% Probability of major plaster damage
13.77	50% Probability of minor plaster damage
7.11~8.38	Threshold of damage from close-in blasting
5.08	Safe blasting criterion for residential structures recommended by U.S. Bureau of Mines

2.3 발파에 의한 비산

발파에 의해 생긴 암석의 파쇄조각은 그것에 주어진 에너지크기에 따라 원위치에서 불규칙한 방향으로 날아서 상당히 면 곳까지 비산한다. 일반적으로 이를 비석이라고 부르고 있다.

비석은 비산의 방향이나 거리 여하에 따라서는 인체나 구조물 등에 피해를 주게 된다. 최근 화약류 소비 중에서의 총 사고 건수나 비석에 의한 사고 건수가 해마다 감소되는 경향이 있으나, 비석에 의한 사고건수는 총 사고 건수의 60~70%를 차지하고, 그 비율은 반드시 감소경향을 나타내고 있지만은 않다. 이와 같이 비석에 의한 사고는 화약류 소비 중에 생기는 사고 중 가장 큰 비율을 차지하는 것 이므로, 발파를 실시할 때에는 비석방지에 충분한 주의를 기울여 공해 발생을 미연에 방지하도록 해야 한다.

비산의 발생원인은 여러 요소가 있겠지만 가장 큰 원인은 과장약이다. 일반적으로 암석파편의 비산거리와 속도는 장약량에 비례하고 동일직경의 파편은 천공경이 클수록 멀리 비산하는 특성이 있다. 또한 단총, 균열, 연약지반의 강도저하와 국부적인 집중장약 및 점화순서와 뇌관시차 선택의 착오로 일어나는 경우도 있다. 따라서 이러한 비산은 대상 발파지역의 암석에 제반 발파제원을 잘못 적용하여 일어나는 경우이다.

2.3.1 비석의 궤적

화약류의 발파에 의해 암반 내에서 발생된 응력파는 자유면 가까이에서의 암반의 파괴에 중요한 역할을 하며 스폴링에 의한 파괴가 탁월하다. 그러므로 자유면 가까이에서는 파쇄조각이 어느 정도의 초속으로 비상하려는 가능성이 있는지 검토하는 다음과 같다.

파두응력치가 σ_w 인 톱날형의 평면압축파가 자유면에 수직으로 입사해서 단일 스

풀링이 발생할 경우를 고려한다면, 파쇄조각의 비상 초속도 V_o 는 다음 식 (2.21)과 같이 부여된다.

$$V_o = \frac{2\sigma_w - S_t}{\rho C} \quad (2.21)$$

여기서, S_t 는 암반의 동적인장강도, ρ 는 암반의 밀도, C 는 암반 중에서의 평면압축파의 전파속도이다.

σ_w 의 값이 S_t 의 몇 배 이상일 경우에는 스플링은 연속적으로 생기지만 2회째 이후, n 회째의 스플링에 의한 파쇄조각의 비상 초속도는 V_{on} 은

$$V_{on} = \frac{2\sigma_w - (2n-1)S_t}{\rho C} \quad (2.22)$$

으로 주어지기 때문에 스플링에 의해서 생긴 파쇄조각 비상의 초속도가 가장 큰 값을 취한다는 것을 알 수 있다.

식 (2.22)에서 알 수 있듯이 암반에 따라 다르지만 어떤 특정한 암반에 대해 고려하면 S_t , ρ , C 의 값은 거의 일정하다고 생각되므로 스플링에 의해 생긴 파쇄조각 비상의 초속도는 자유면으로 입사되었을 때 응력파의 파동응력치 σ_w 의 값으로 결정된다.

발파 대상이 되는 암반은 결코 균질한 것이 아니라 균열이나 점토층 등이 협재하고 있는 암반을 대상으로 발파가 진행될 때도 많다. 이와 같은 구조적 약면을 많이 포함한 암반을 대상으로 한 발파인 경우에는 구조적 약선의 파괴가 전체적인 파괴에 선행하고, 그 때문에 극히 강대한 에너지를 지닌 폭발생성 가스가 파쇄조각과 함께 구조적 약면부를 통해 돌출하게 되므로, 파쇄조각에는 큰 초속이 주어져 예상 이상의 원거리에 도달하게 된다. 또한 경우에 따라서는 스플링에 의해 생긴 파쇄조각이 비상 중에 구조적 약면부를 통해 돌출되어 온 고속 파쇄조각과의 충돌로 가

속되어 보다 멀리까지 날아갈 가능성도 많다.

이렇게 생각하면 공해와 관련해서 비석현상을 고려할 경우에는 스플링에 의해 생긴 파쇄조각의 비상보다도 오히려 폭발생성가스의 추진 작용에 의해 주어지는 파쇄조각의 비상 현상 쪽이 중요하나, 후자의 현상은 극히 복잡하여 그 이론적인 해명은 극히 곤란하다.

화약류의 사용약량이나 발파조건에 따라 실측치에 대한 상당한 분산이 있지만 100 m/s에 가까운 비상속도가 기록되어 있는 예도 있다. 따라서 실제발파에 있어서는 발파의 방법이나 암반 조건여하에 따라 정상적인 발파의 예상속도보다 훨씬 빠른 속도로 파쇄조각이 비상하려는 가능성을 충분히 고려해야 된다.

파쇄 암석의 형상은 가지각색이며 공중을 날아갈 때는 각각 복잡한 공기 저항을 받고 감속되기 때문에 비석 궤적을 계산으로 구하는 것은 매우 어렵다. 일단 공기 저항을 무시한 경우의 비석의 운동은 다음과 같다.

암편이 속도 V_o , 사각 θ 로 위쪽에 내던졌다고 하면 그 암편을 내던진 지점과 같은 수평면상에서의 비거리 L 은 다음 식 (2.23)과 같이 주어진다.

$$L = \frac{V_o^2}{g} \times \sin 2\theta \quad (2.23)$$

여기서, L 은 수평 비산거리(m), V_o 는 초속(m/s), θ 는 사각($^\circ$), g 는 중력가속도 (9.8 m/s^2)이다.

이론상으로 수평 비산거리 L 은 θ 가 45° 일 때 최대치를 나타내고 다음 식 (2.24)로 된다.

$$L_{\max} = \frac{V_0^2}{g} \quad (2.24)$$

노천발파에서는 이 사고방식이 성립되지만, 터널발파의 경우 어느 높이의 아치부

가 있으므로 비스듬한 윗 방향에서의 비석은 이것으로 차단된다. 따라서 일반적으로 최대장약량을 사용하는 심폐기 발파 높이 h 에서 거의 수평방향에서의 비석을 최대비산거리로서 고려하는 것이 타당하다. 따라서 수평거리 L 은 다음 식 (2.25)와 같이 주어진다.

$$L = V_o \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad (2.25)$$

Persson(1973)은 25 mm 천공경의 단발 벤치 발파에 의한 비석을 고속 카메라로 관찰을 하고 약량과 암편의 최대비산거리를 Figure 2.8과 같이 제시하고 있다.

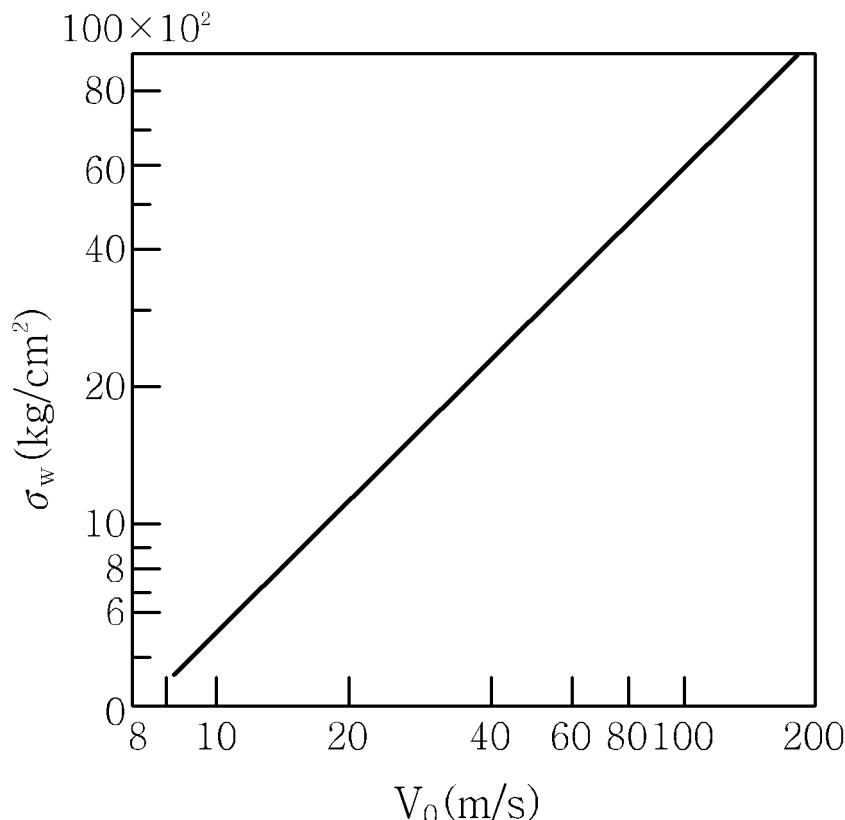


Figure 2.8 Charge and maximum flyrock distance by bench blasting.

이 경우 0.2 kg/m^3 의 비장약량이 한계이며, 이 이하의 장약량이라면 정상적인 발파의 경우 거의 비석은 발생되지 않는다. 이 그래프로부터 판단하면 다음 식 (2.26)으로 제시된다.

$$L = 143q - 28 \quad (2.26)$$

여기서, L 은 최대비산거리(m), q 는 비장약량(kg/m^3)이다(단 $0.9 \geq q \geq 0.2$ 범위의 Data).

또한 V컷의 경우 비석의 실험식으로서 듀퐁사(Dupont Inc.)는 다음 식 (2.27)을 제시하고 있다.

$$V = 34(LD)^{-0.5} \quad (2.27)$$

여기서, V 는 최대 비산속도(m/s), LD 는 폭약 단위중량 당의 채석중량(t/kg)이다.

한편, 스웨덴의 SVEDEFO의 연구에 의하면 비석의 최대 비산거리는 다음 식 (2.28)과 같이 발파공 직경과 함수 관계이다.

$$L_{\max} = 260 \left(\frac{d}{25} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.28)$$

여기서, L_{\max} 는 최대 비산거리(m), d 는 발파공의 직경(mm)이다.

2.3.2 비산석에 의한 충격진동 예측

(1) 충돌하는 물체의 역학적 에너지의 보존

1) 충돌

충돌이란 독립된 현상으로 상대적으로 강한 힘이 둘 또는 그 이상의 충돌 입자들에게 상대적으로 짧은 시간에 작용하는 것이다. 충돌현상은 두 물체가 충돌 전후에 운동량은 보존되지만, 계의 전체 운동에너지에는 보존되는 경우도 있고 보존되지 않는 경우도 있다.

탄성 충돌(elastic collision)은 물체간의 충돌 후 운동량뿐만 아니라 운동에너지 둘다 보존되는 것으로 정의한다. 당구공의 충돌과 상온에서의 공기 분자들과 용기의 벽과의 충돌은 매우 탄성적이다. 당구공 사이에서의 충돌과 같은 거시적인 충돌은 약간의 영구적인 변형과 운동 에너지의 손실이 발생되기 때문에 근사적으로 탄성충돌이다. 하지만, 원자나 원자의 구성입자들 사이에는 완전 탄성 충돌이 발생한다.

비탄성 충돌(inelastic collision)은 물체 간의 충돌에 의해 물체들이 변형될 때 운동에너지의 일부가 열에너지와 내부 탄성위치 에너지로 변환되어 운동량은 보존되지만 운동 에너지는 보존되지 않는 것으로 정의한다. 예를 들어 골프공과 딱딱한 표면과의 충돌은 비탄성 충돌이다. 골프공을 딱딱한 표면에 떨어트렸을 때 운동에너지가 충돌에 의해 손실되어 원래 위치의 60 % 정도로만 다시 튀어 오르기 때문에 부분 비탄성충돌이다. 또한 두 물체가 충돌 후에도 같이 붙어있으면 운동에너지의 일부가 손실되는데 이를 완전 비탄성 충돌(perfect inelastic collision)이라 한다. 어떤 운석이 지구와 충돌하면 땅속에 묻히게 될 것이고 이 충돌은 완전 비탄성 충돌이다.

본 연구에서 발파에 의해 발생되는 비석은 광주와의 충돌에 의해 운동에너지가 완전히 손실되지 않으므로 비탄성 충돌에 속하지만 충돌 시 비석의 변형과 함께 운동에너지가 거의 충격진동으로 변환되어 손실되기 때문에 완전 비탄성 충돌로 가정하였다. 비석의 운동에너지는 충돌과 함께 충격진동으로 변환된다고 가정했을 시 충돌 전의 총 에너지가 충격량이 된다.

2) 역학적 에너지의 보존

일반적으로 운동체의 위치에너지와 운동에너지는 서로 전환할 수 있으며, 비보전력이 외부 힘으로 작용하지 않는 한 서로 전환하여 그 합은 항상 일정하게 유지된다.

다. 예를 들면 지면에서 높이 h 만큼 들어 올려진 물체의 중력 위치에너지인 PE 는 mgh 이다. 이 때 물체를 지면으로 떨어트리게 되면 중력가속도의 결과로 물체는 떨어지면서 점점 속력이 빨라지고, 순간 속력에 해당되는 운동에너지는 식 (2.29)와 같이 주어진다.

$$KE = \frac{1}{2}mv^2 \quad (2.29)$$

높이 h_1 에서 속력이 v_1 이고, 높이 h_2 에서 속력이 v_2 라면, 운동학적 표현을 사용하면 식 (2.30)과 같이 표현할 수 있다.

$$v_2^2 = v_1^2 + 2a(x_2 - x_1) \quad (2.30)$$

좌표계의 위 방향을 양(+)으로, 아래 방향을 음(−)으로 잡으면, 가속도 a 는 $-g$ 이고, $(x_2 - x_1)$ 은 $h_2 - h_1$ 이 된다. 따라서 h_2 에서의 운동에너지는 식 (2.31)이 된다.

$$\frac{1}{2}mv_2^2 = \frac{1}{2}mv_1^2 - mg(h_2 - h_1) \quad (2.31)$$

이식을 정리하면 식 (2.32)가 된다.

$$\frac{1}{2}mv_2^2 + mgh_2 = \frac{1}{2}mv_1^2 + mgh_1 \quad (2.32)$$

물체의 운동에너지와 위치에너지의 합은 물체의 전체 역학적 에너지이다. 식 (2.32)에 따르면 높이 h_2 에서의 역학적 에너지는 h_1 에서의 역학적 에너지와 같다. 따라서 물체의 전체 역학적 에너지는 일정한 중력장 속에서 다른 힘이 작용하지 않는다면, 운동하는 물체에 대하여 항상 일정하다. 이 특별한 경우를 역학적 에너

지는 보존된다고 말한다. 전체 에너지는 다른 높이에서와 같이 꼭대기에서도 같다. 전체 역학적 에너지는 다음과 같은 형태로 표현할 수 있다.

$$E = KE + PE = \frac{1}{2}mv^2 + mgh \quad (2.33)$$

위치에너지(PE)와 운동에너지(KE)의 값은 변할 수 있지만 이 두 에너지의 합인 전체에너지(E)는 변하지 않고 일정하다.

(2) 충격진동의 예측

구조물 해체발파 시 발생되는 충격진동속도를 계산하기 위한 예측식은 전문회사 별로 그리고 국가 별로 다른 경험식을 사용하고 있다.

건물발파해체 시 발생하는 충격진동에 대하여 Robert Folchi(1992)는 14층 건물이 수직으로 붕괴될 때 건물의 중심으로부터 거리 D 만큼 떨어진 지점에서 예상되는 지반진동을 식 (2.34)로 표현하였다.

$$V_{\max} = 167.3D^{-1.41} \quad (2.34)$$

여기서, V_{\max} 는 예상 지반진동 (cm/s)이고, D 는 충격질량 중심으로부터 측정지점까지의 거리 (m)이다.

그러나 Folchi 식은 거리만을 변수로 하고 있으며 충격량의 규모에 따른 변수가 포함되어 있지 않기 때문에 상기 식이 적용된 특정지역 외로 일반적 적용이나 실제 여러 발파패턴에 대한 효과를 예측하는데 제한을 갖고 있다.

그리고 국내에서 충격에 의한 지반진동의 전파특성을 고찰하기 위하여 낙하추를 이용하여 충격시험을 실시한 결과를 요약하면 낙하충격에 의한 지반진동의 속도는 발파에 의한 예측식의 환산거리 변수에서 장약량을 대신하여 낙하물체의 초기 위치에너지(Joule)를 사용하여 유도할 수 있음을 보여주었다. 낙하충격에 의한 지반

진동 전파는 추의 위치에너지 $E(J)$ 를 낙하지점에서의 거리 $D(m)$ 에서의 최대진동 속도를 PPV 라 할 때 식 (2.35)로 표현하였다.

$$PPV = K \left(\frac{D}{\sqrt{E}} \right)^n \quad (2.35)$$

여기서, PPV 는 최대진동속도 (mm/s), D 는 충격지점으로 부터의 거리 (m), E 는 낙하물체의 초기 위치에너지 (J), K , n 은 입지상수이다.

따라서, 낙하충격에 의한 최대입자 진동속도는 발파진동의 속도전파식에서 표현되는 지발당 최대장약량의 변수대신에 부재의 위치에너지로 변환하면 예측이 가능한 것으로 나타나고 있으며 식 (2.36)에서 에너지 E 는 다음과 같이 부재의 위치에너지로 계산할 수 있다.

$$E = mgh \quad (2.36)$$

여기서, m 은 부재의 질량 (kg), g 는 중력가속도 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$), h 는 부재의 높이 (m)이다.

또한, 국내에서 보편적으로 사용하는 충격진동의 예측은 식 (2.37)의 경험식을 사용한다. 식 (2.37)은 M.A.Perkin (1989)이 제안한 경험식으로 고층 건축물과 같은 봉괴 패턴에 의한 각 블록별 충격에너지량을 주요 인자로 하고 있다.

$$V = \left(\frac{d}{\sqrt{K \cdot E}} \right)^n \quad (2.37)$$

여기서, V 는 최대진동속도 (mm/s), d 는 충격 중심으로 부터의 거리 (m), K 는 지반의 상태를 나타내는 상관계수로서 충격진동이 발생하는 대지의 토질에 따라 모래질의 경우는 0.5 내외, 일반 토사일 경우 0.6~0.7, 그리고 암반일 경우에는 0.8~0.9를 적용하며 (0.0~1.0), E 는 부재의 질량과 낙하높이, 속도에 의해 계산된 충

격에너지 (J), n 은 경험계수 (-0.5 적용이 일반적)이다.

그리고 충격에너지는 다음 식 (2.38)과 같이 계산할 수 있다.

$$E = mgh + \frac{1}{2}mv^2 \quad (2.38)$$

여기서, m 은 비산된 발파암의 질량 (kg), g 는 중력가속도 ($=9.8 \text{ m/s}^2$), h 는 낙하 높이 (m), v 는 부재의 속도 (m/s)이다.

따라서, 본 연구에서는 구조물 발파해체 시 부재의 낙하 · 충격에 의해 지반에 발생하는 충격진동 예측식을 이용하여 채굴을 위한 발파작업 시 비산되는 발파암이 광주를 충돌하였을 때의 충격진동을 예측하였다.

3. 조사와 평가

3.1 지질 및 광상

본 연구지역은 충북 ○○ 일대에 속하는 석회석 광산(Figure 3.1)으로써 광산 일대의 지질은 고생대 오오도비스기(조선누총군)의 영홍층을 부정합으로 피복한 석탄기(평안누총군)의 갑산층, 중생대 쥬라기 및 백악기에 관입한 제천화강암 및 맥암류로 구성된다. 갑산층은 N $25^{\circ}\sim35^{\circ}$ W 방향의 축을 가지고 발달하는데 수 회 변성작용을 받아 복잡한 양상으로 분포된다. 갑산층은 하부사질대-중부석회암대-상부호층대로 대분되고, 개발 가능한 석회암은 중부석회암대에 발달되는 석회암으로 25~35 m의 층 후, 연장 약 2 km정도를 가지고 담회-회색, 미정-세립질 괴상석회암이 발달하나, 수 cm의 암회색 세일이 일부구간 협재되며, 방해석 세맥, 석영맥 및 실리카 등이 여러 매 협재되어 있다(Figure 3.2).

광체 양상은 가창산 향사, 두학동 복향사 및 기동리 향사 구조로 대분되며 현재 가창산 향사 구역에 간도를 개설하여 1·2·3 중단, 하 1·2·3단에서 채광중이다.

연구지역의 광주전경을 Figure 3.3에 나타내었다.

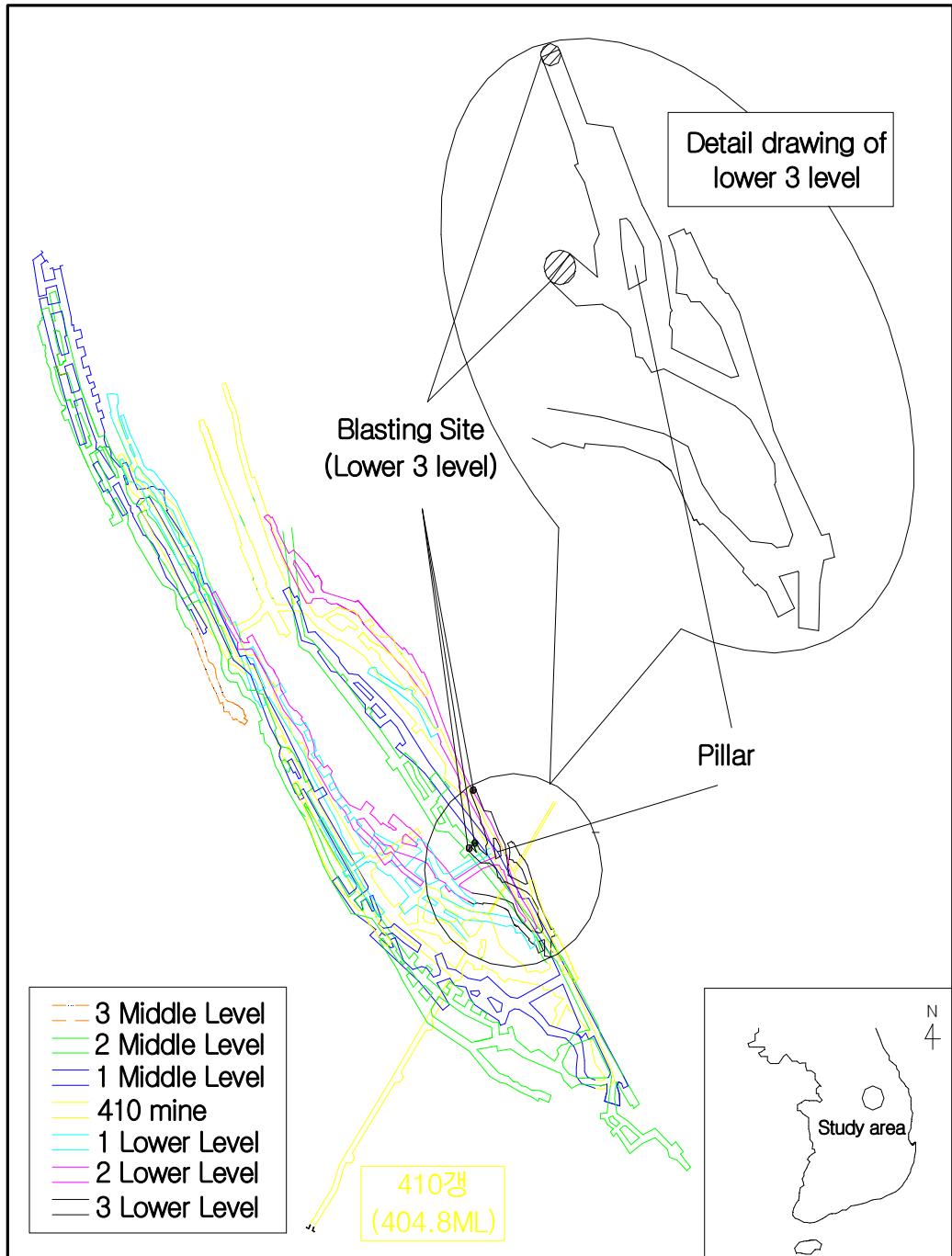


Figure 3.1 Mine map of study area.

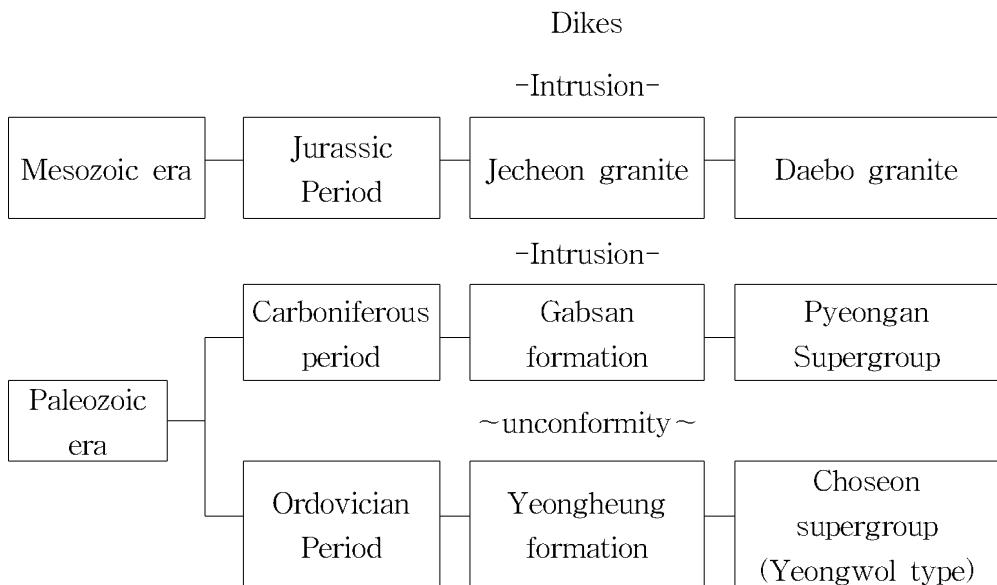


Figure 3.2 Geology genealogy of study area.



Figure 3.3 Pillar of study area.

3.2 불연속면 조사

본 연구지역의 조사구역 쟁도인 하 3단에서 굴진방향이 N45°W 방향의 채석쟁도 내의 절리를 조사하였다(Figure 3.4). 분석결과 189/72, 161/40, 270/63인 세 개의 주 절리군이 관찰되었다.



Figure 3.4 Survey of discontinuity.

본 연구지역의 경사방향과 경사각을 다음 Table 3.1에 나타내었으며, 분석은 Rocscience사의 Dips Ver 5.1을 사용하여 불연속면의 방향성을 파악하였다(Figure 3.5).

Table 3.1 Distribution of discontinuities

Location \ Sort	Discontinuity set	Dip direction / dip	Distribution	Measurement number
Lower 3 level	Joint set-1	189/72	226~163/83~61	38
	Joint set-2	161/40	229~126/69~21	
	Joint set-3	270/63	326~214/83~49	

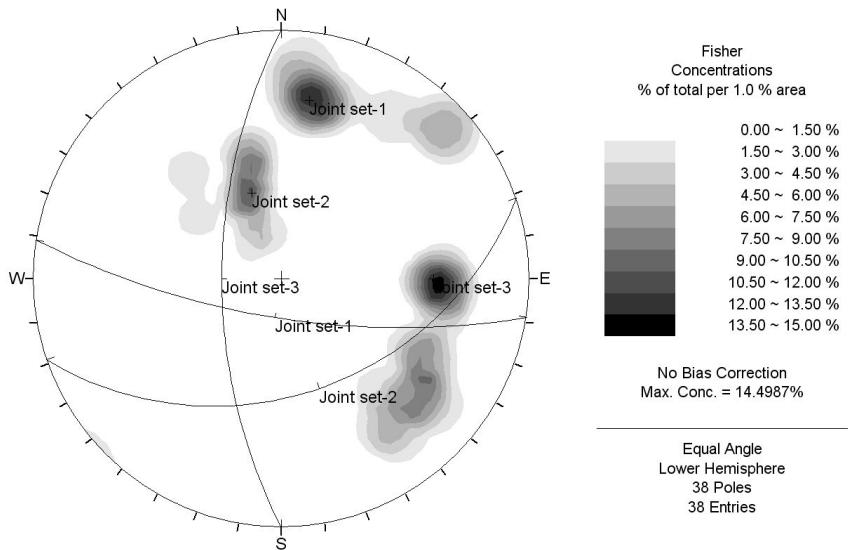


Figure 3.5 Pole-contour diagram.

3.3 실내실험

3.3.1 실내실험의 종류

암석 시료는 연구지역인 석회석 광산 하 3단의 쟁도에서 블록 시험편을 채취하여 코어 천공기를 사용하여 NX 크기의 코어 시험편을 시추하였다. 다양한 실내실험을 위해 ISRM 규정에 맞도록 시험편을 성형·제작하였다.

시험 종류는 단위중량, 비중, 흡수율, 공극률, 탄성파 전파속도, 일축압축강도, 탄성계수, 포아송비, 압열인장강도, 삼축압축강도 실험에 의한 점착력 및 내부마찰각을 구하였다.

위에 열거한 각 시험은 ISRM(International Society for Rock Mechanics)의 제안 방법과 ASTM(American Society for Testing Materials)의 표준시험법에 의거하여 실시하였다.

3.3.2 실내실험의 결과분석

(1) 비중, 흡수율, 공극률

비중, 흡수율, 공극률은 METTLER TOLEDO사의 AG Balance, desiccator 및 건조오븐을 사용하여 구하였다(Figure 3.6). 실험은 총 5회를 실시하였으며, 그 결과 비중은 $2.680\sim2.711\text{ g/cm}^3$ 범위로 분포하며 평균 2.70 g/cm^3 이고, 흡수율은 $0.14\sim0.247\%$ 범위로 분포하며 평균 0.195% , 공극률은 $0.410\sim0.666\%$ 범위로 분포하며 평균 0.535% 로 측정되었다.

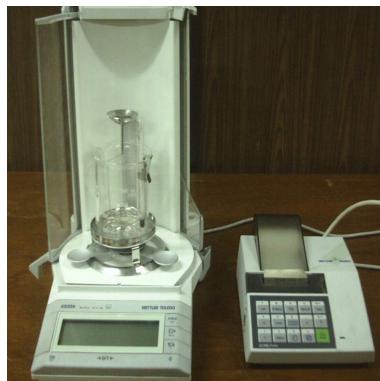


Figure 3.6 AG Balance.

(2) 탄성파 전파속도

탄성파 전파속도는 OYO사의 New Sonicviewer로 P파와 S파의 전파속도를 구하였다(Figure 3.7). 실험은 총 6회를 실시하여 P파 전파속도는 $4683\sim5475\text{ m/s}$ 범위로 분포하며 평균 5163 m/s 이고 S파 전파속도는 $2568\sim3231\text{ m/s}$ 범위로 분포하며 평균 2832 m/s 로 측정되었다.



Figure 3.7 Sonic viewer (OYO Inc.)

(3) 일축압축강도

일축압축강도는 만능재료시험기(Universal Testing Machine, UTM, Model No. KPUT-100)를 사용하여 구하였다(Figure 3.8). 실험은 총 3회를 실시하여 일축압축강도는 $823\sim967 \text{ kgf/cm}^2$ 범위로 분포하며 평균 912 kgf/cm^2 로 측정되었다.

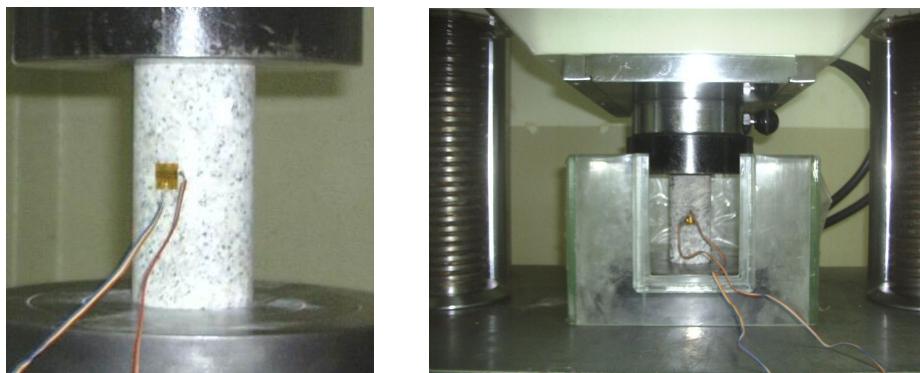


Figure 3.8 Uniaxial compressive strength test.

(4) 탄성계수

탄성계수는 일축압축시험 시 구한 강도와 일축시험편에 부착한 CAS사의 스트레인 게이지를 통해 VISHAY사의 Portable Strain Indicator에서 읽은 축 방향 변형률을 나누어 구하였다(Figure 3.9). 실험은 총 3회를 실시하여 탄성계수는 $3.61\sim3.84\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 범위로 분포하며 평균 $3.73\times10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 로 측정되었다.

(5) 프와송비

프와송비는 시험편에 부착한 CAS사의 스트레인 게이지를 통해 VISHAY사의 Portable Strain Indicator에서 읽은 횡 방향 변형률과 축 방향 변형률의 비로써 구하였다. 실험은 총 3회를 실시하여 프와송비는 0.241~0.279 범위로 분포하며 평균 0.261로 측정되었다.



Figure 3.9 Strain gauge and portable strain indicator.

(6) 압열인장강도

압열인장강도는 Steel loading jaw에 인장시험편을 넣어 만능재료시험기 (Universal Testing Machine, UTM, Model No. KPUT-100)를 사용하여 구하였다 (Figure 3.10). 실험은 총 3회를 실시하여 압열인장강도는 98~109 kgf/cm² 범위로 분포하며 평균 104 kgf/cm²로 측정되었다.

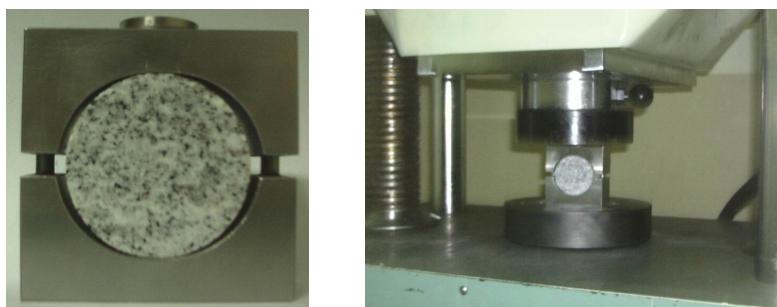


Figure 3.10 Steel loading jaw and Brazilian tensile strength test.

(7) 삼축압축강도

삼축압축강도는 삼축압축 Cell에 시험편을 고정하여 봉압가압장치에 50, 100, 150 kgf/cm^2 의 봉압을 가하여 만능재료시험기를 사용하여 각각의 삼축압축강도를 구하였다(Figure 3.11). 실험은 총 3회를 실시하여 봉압이 $50 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 일 때는 1234~1321 kgf/cm^2 범위로 분포하며 평균 $1276 \text{ kgf}/\text{cm}^2$, 봉압이 $100 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 일 때는 1664~1891 kgf/cm^2 범위로 분포하며 평균 $1761 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 그리고 봉압이 $150 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 일 때는 1978~2130 kgf/cm^2 범위로 분포하며 평균 $2062 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 로 측정되었다.



Figure 3.11 Triaxial compressive strength test.

(8) 점착력, 마찰각

점착력과 마찰각은 일축압축강도, 삼축압축강도, 인장강도를 Rocscience사의 Rocdata로 분석한 결과 점착력은 177~192 kgf/cm^2 범위로 분포하며 평균 186 kgf/cm^2 로, 내부마찰각은 $48.0\text{--}49.7^\circ$ 범위로 분포하며 평균 48.7° 로 분석되었다.

다음 Table 3.2는 조사지역의 주요 실내실험 결과를 나타내었다.

Table 3.2 Result of laboratory test

Properties		Range	Average	
Specific gravity (g/cm ³)		2.680~2.711	2.700	
Absorption (%)		0.143~0.247	0.195	
Porosity (%)		0.410~0.666	0.535	
Wave velocity	P wave (m/s)	4683~5475	5163	
	S wave (m/s)	2568~3231	2832	
Uniaxial compressive strength (kgf/cm ²)		823~967	912	
Young's modulus ($\times 10^5$ kgf/cm ²)		3.61~3.84	3.73	
Poisson's ratio		0.241~0.279	0.261	
Brazilian tensile strength (kgf/cm ²)		98~109	104	
Triaxial compression test (kgf/cm ²)	Con. pres.	50 kgf/cm ²	1234~1321	1276
		100 kgf/cm ²	1664~1891	1761
		150 kgf/cm ²	1978~2130	2062
Cohesion (kgf/cm ²)		177~192	186	
Internal friction angle (°)		48.0~49.7	48.7	

3.4 암반평가

암반평가는 쟁내의 불연속면 조사와 실내실험 결과를 토대로 본 연구지역 쟁도인 하 3단 쟁도와 광주에 대해 RMR과 Q-system 평가법을 이용하여 1회에 걸쳐서 실시하였다(Figure 3.12).

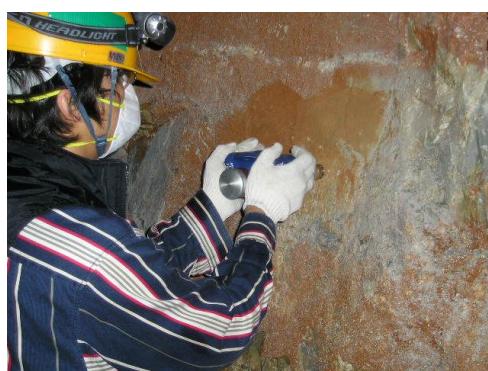


Figure 3.12 View of rock mass classification.

3.4.1 RMR

RMR 암반분류법은 1972~1973년에 Z. T. Bieniawski 의해 제안되었으며, Lauffer(1958)의 무지보 자립시간 분류법이나 Wickham 등(1972)의 RSR분류법을 기초로 개발되었다. RMR 암반분류법은 각 요소들에 대한 평가가 비교적 쉬우며, 터널의 유지시간, 최대 가능 폭 및 최대 무지보 폭 등의 예측이 가능하고, 암반의 물리적 성질의 값도 예측이 가능하며, 터널과 불연속면의 방향성을 명백하게 고려할 수 있다. RMR 암반분류법에서 고려되는 요소는 암석의 일축압축강도, 암질지수(RQD), 불연속면의 간격, 불연속면의 상태, 지하수의 상태 등의 5가지 요소 평가값과 불연속면 및 터널의 방향과 관계에 대한 보정값으로 구해진다. 암석의 압축강도는 점하중시험(Point load test)이나 실험실 실험에 의해 구해지며, 나머지 요소들은 현장조사에 의해 이루어진다.

본 연구지역을 조사한 결과 경도는 70~76점, 광주는 72~74점으로 II등급이 예상된다(Table 3.3).

Table 3.3 RMR value of rock mass

Parameter	Location	Draft way	Pillar
Strength of intact rock material		4~10	2~4
RQD		20	20
Spacing of discontinuities		20	10
Condition of discontinuities		23	25
Condition of ground water		15	15
Adjustment		-12	0
RMR value		70~76	72~74

3.4.2 Q-system

Q 분류법은 1974년 노르웨이 NGI(Norwegian Geotechnical Institute)의 Barton, Lien, Lunde 등에 의해 개발되었으며, RQD , 절리군의 수(J_n), 가장 상태가 나쁜 절리나 불연속면의 거칠기(J_r), 취약 절리면의 충전물 또는 변질정도(J_a), 지하수의 유입 상태(J_w), 응력 조건(SRF)에 각각의 점수를 부여하여 이 값들을 다음 식 (3.1)에 대입하여 Q 값을 구하고 그 값에 의해 암질을 평가한다.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.1)$$

Q 값은 각 요소의 최소·최대 값을 조합했을 때 $10^{-3} \sim 10^3$ (0.001~1000)사이의 값으로 표시된다.

충분한 코어가 채취되지 않은 암반은 식 (3.2)에 대입하여 구한다.

$$RQD = 115 - J_v \quad (J_v = n_1 + n_2 + n_3 \dots) \quad (3.2)$$

J_v 는 x, y, z 방향의 1 m당의 절리 수, 즉 1 m^3 당의 불연속면의 수의 총합이고 J_v 가 4.5이하일 때는 RQD 는 100이다.

본 연구지역을 조사한 결과 Q-system에 의한 암반분류 결과, 간도는 16.6~50점, pillar은 33~100점으로 III~IV등급이 예상된다(Table 3.4).

Table 3.4 Classification of rock mass by Q-system

Parameter	Location	Draft way	Pillar
RQD		100	100
J_n		3.0	3.0
J_r		1.5	3.0
J_a		1.0	1.0
J_w		1.0	1.0
SRF		1.0~3.0	1.0~3.0
Q value		16.6~50	33~100

$$(note) \ 1) \ Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{100}{3.0} \times \frac{1.5}{1.0} \times \frac{1.0}{1.0} = 50, \quad Q = \frac{100}{3.0} \times \frac{1.5}{1.0} \times \frac{1.0}{3.0} = 16.6$$

$$2) \ Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = \frac{100}{3.0} \times \frac{3.0}{1.0} \times \frac{1.0}{1.0} = 100, \quad Q = \frac{100}{3.0} \times \frac{3.0}{1.0} \times \frac{1.0}{3.0} = 33$$

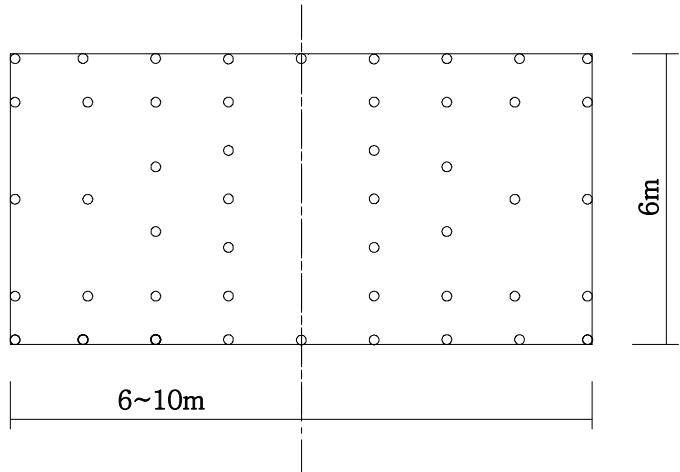
4. 현장실험

4.1 발파진동 측정

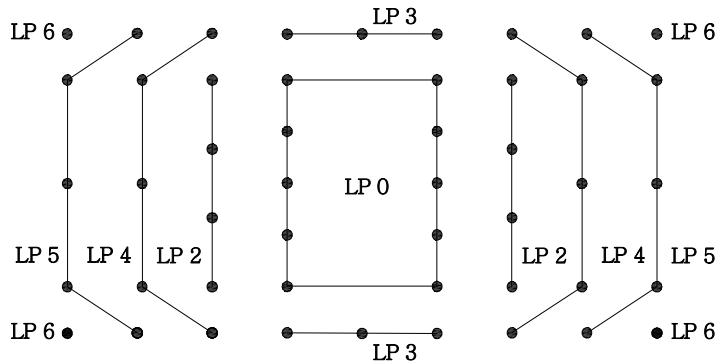
4.1.1 발파패턴

본 연구지역인 석회석 광산은 N30°E 방향으로 연장 360 m의 주횡갱도(ADIT)를 개설, 갑산층 중부석회암대를 침식하여 향사구조 2개맥을 개발하고, 향사 습곡부를 따라 상·하향 경사로(ramp way)를 개설하여 1·2·3 중단 및 하 1·2·3단을 개설하여 채광하는 중단채굴법(sublevel stoping)을 적용하여 채광 중이다. 상·하단 간격을 20~25 m를 유지하고, 6~10(B) m × 6(H) m 규격의 중단갱도를 개설 후 막장을 점보드릴로 천공한다. 발파패턴은 천공경 $\phi 45$ mm, 공간격 0.8~1.8 m, 최소저항선은 0.8~1.6 m이다. 그리고 심발공법은 V컷, 심발각도 60~70°, 천공장 3.8 m, 굴진장 3.5 m이다. 공당 장약량은 전폭약 New Emulite 150($\phi 25$) 0.1 kg(1 EA)과 ANFO 3.00~3.33 kg/hole을 사용하였다.. 그리고 ANFO 장전기를 사용하여 장전, 발파를 실시하였다.

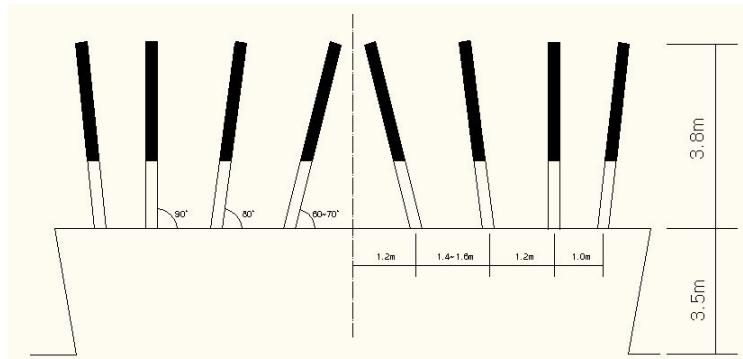
뇌관은 MS 전기뇌관과 LP 전기뇌관이 사용되었으며 천공패턴, 뇌관 배열도, 단면도는 Figure 4.1과 같다.



(a) Drilling pattern



(b) Detonator arrangement



(c) Cross section

Figure 4.1 Standard blasting pattern.

4.1.2 발파진동 계측

본 연구에 사용된 발파진동 계측기기는 Instantel INC.의 BlastMate Series인 Blastmate II와 Minimate plus를 사용하였다.

계측기는 광주를 기준으로 하여 일직선상으로 10~20 m의 일정한 간격을 두고 설치하였으며, 계측기의 센서는 쟁도 바닥에 드릴로 천공하여 암반에 고정하였다.

연구지역 대상 쟁도의 발파는 Figure 4.1의 천공 및 접화 패턴으로 7회를 수행하였으며, 총 4대의 계측기를 사용하여 발파지점과 22~242 m의 거리에서 측정하였다(Figure 4.2). 발파진동 계측결과 총 26개의 자료를 획득하였으며 Table 4.1과 같다.

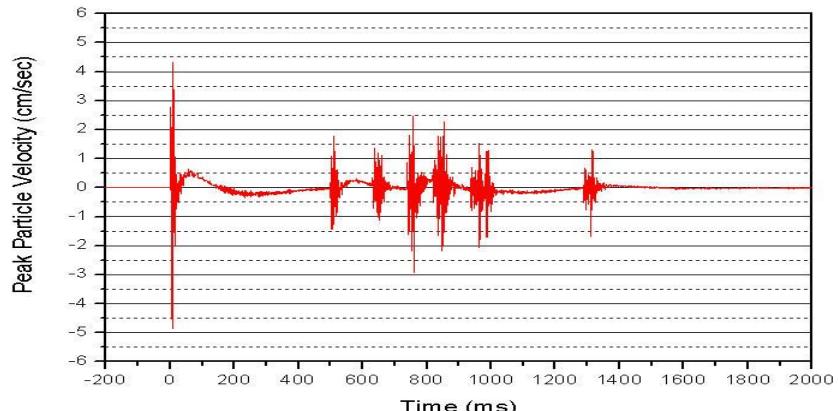
Figure 4.3은 연구지역의 쟁도로부터 47 m지점에서 측정된 발파진동 세성분의 파형을 나타내었다.



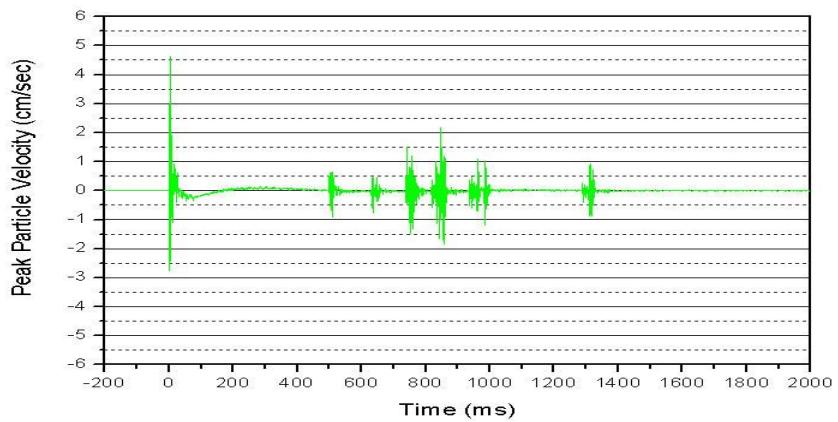
Figure 4.2 View of blasting vibration measurement.

Table 4.1 Results of measurement

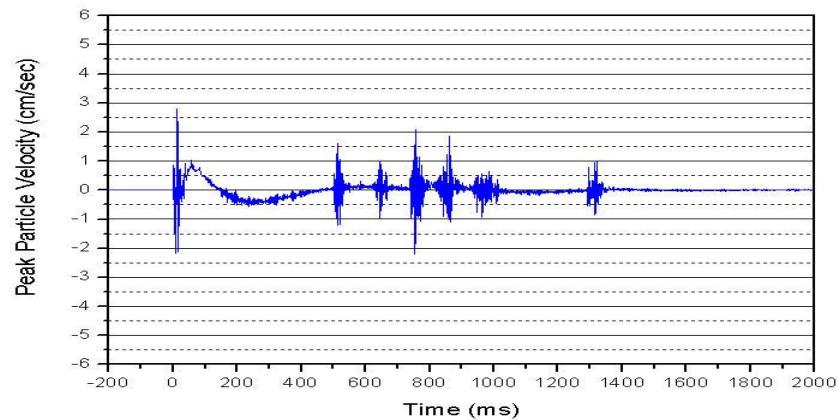
NO.	PPV (cm/s)	Charge (kg/delay)	Distance (m)
1	1.23	34.30	102
2	2.86	34.30	85
3	4.37	34.30	32
4	8.53	34.30	22
5	1.22	34.30	124
6	1.54	34.30	111
7	5.52	34.30	71
8	4.71	34.30	61
9	0.43	34.30	163
10	0.58	34.30	141
11	0.43	34.30	167
12	0.60	34.30	123
13	4.85	34.30	47
14	2.64	34.30	65
15	1.49	34.30	72
16	1.41	34.30	90
17	1.19	34.30	95
18	1.16	34.30	105
19	0.91	34.30	110
20	1.09	34.30	80
21	0.34	34.30	157
22	0.27	34.30	227
23	0.56	34.30	239
24	0.43	34.30	242
25	0.57	34.30	138
26	0.47	34.30	147



(a) Transverse



(b) Vertical



(c) Longitudinal

Figure 4.3 Vibration time history of measurement result (distance = 47 m).

4.2 비산거리 측정

본 연구지역에서 Dupont사에서 제시한 V컷의 경우 비석의 실험식인 식 (2.27)을 이용하여 비산속도를 구하였고, 식 (2.25)를 통해 이론적인 비산거리를 산정하였다.

Table 4.2에서 이론적 비산거리는 Figure 4.4와 같은 조건으로 구하였다. 실제 측정한 발파시의 비산거리는 이론적인 비산거리보다 멀었다. 이에 대한 1차적 요인은 본 현장 채굴공동 발파의 특성상 심빼기의 과장약과 ANFO 사용으로 장약장의 증대에 따른 장약비중 및 장약밀도의 상승, 2차적 요인은 비산석의 최초 낙하거리가 아닌 쟁도 바닥에서의 이동거리로 인한 것으로 판단된다.

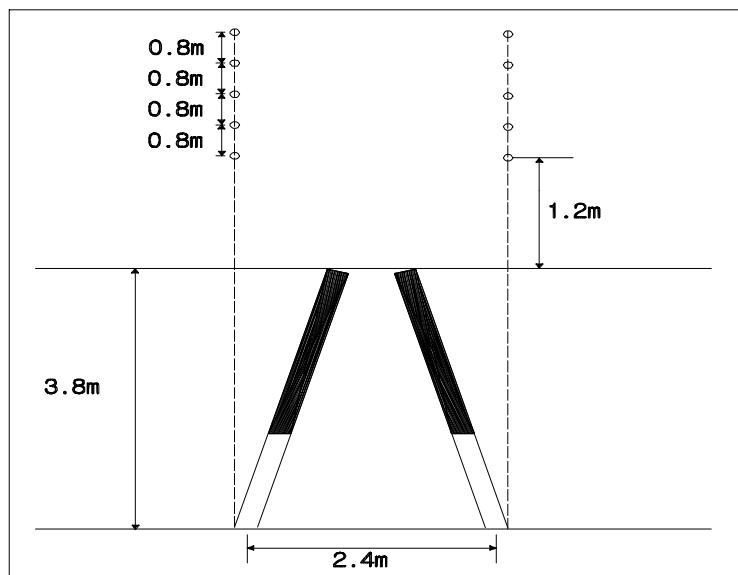


Figure 4.4 Detailed drawing of V-cut.

$$\text{심빼기 높이} = 1.2 \text{ m}, \text{ 암석밀도} = 2.7 \text{ ton/m}^3, \text{ 폭약량} = 3.43/\text{공} \times 10\text{공} = 34.3\text{kg}$$

$$\text{굴착중량} tm = (2.4 \times 3.2 \times 3.5) \times 2.7 / 2 = 36.288 \text{ ton}$$

$$\text{단위폭약량당 채석중량} LD = 36.288 / 34.3 = 1.05795 \cdots \approx 1.06 \text{ ton/kg}$$

$$\text{비산속도} V_o = 34(LD)^{-0.5} = 34(1.06)^{-0.5} = 33.02371 \cdots \approx 33.02 \text{ m/s}$$

$$\text{비산거리} L = V_o \sqrt{2h/g} = 33.02 \times \sqrt{2 \times 1.2 / 9.8} = 16.34066 \cdots \approx 16.34 \text{ m}$$

Table 4.2 Throwing distances of flyrocks

(unit : m)

No.	Theoretical distance	Measured distance
1	16.34	31
2	16.34	35
3	16.34	33
4	16.34	53
5	16.34	49
6	16.34	34
7	16.34	46

4.3 광주의 변위량 측정

4.3.1 터널의 내공변위 관리기준

일본터널기술협회(NATM의 계측지침에 관한 조사연구보고서)에서 도로터널 395개소에서 측정한 계측 실측치를 근거로 암반등급별 내공변위량과 변위속도 상관관계 분석을 실시한 결과 암반등급 I의 경우 변위속도는 0.660 mm/day이고 최종변위량은 4.330 mm, 암반등급 II의 경우 1.064 mm/day와 5.301 mm, 암반등급 III의 경우 3.469 mm/day와 14.950 mm, 암반등급 IV의 경우 5.067 mm/day와 26.370 mm, 암반등급 V의 경우 7.465 mm/day와 68.630 mm으로 조사되었다. 한국도로공사 관리기준에서는 Type-1의 최종내공 변위량은 5 mm, Type-2는 15 mm, Type-3는 30 mm, Type-4는 40 mm로 규정하고 있다.

본 연구에서는 광주의 변위기준을 한국도로공사 관리기준을 적용하였다.

4.3.2 변위계 설치

연구지역 채굴공동의 발파시 광주의 변형을 알아보기 위해 쟁도의 굴진방향(이후부터 변위계 I이라 함)과 쟁도의 굴진방향의 수직지점(이후부터 변위계 II이라

함)에 광주의 상단, 중앙, 하단부에 각각 3개의 변위계를 설치하였다. 설치한 변위계는 rod extensometer(ER-4 m)로 길이가 4 m이고 1 m 간격마다 측정 센서가 부착되어 있어 각 구간별 변위량을 측정할 수 있다(Figure 4.5). 변위계의 설치위치와 설치전경은 Figure 4.6, 4.7에 나타내었으며, 변위계의 감도는 Table 4.3에 나타내었다.



Figure 4.5 Rod extensometer (ER-4 m).

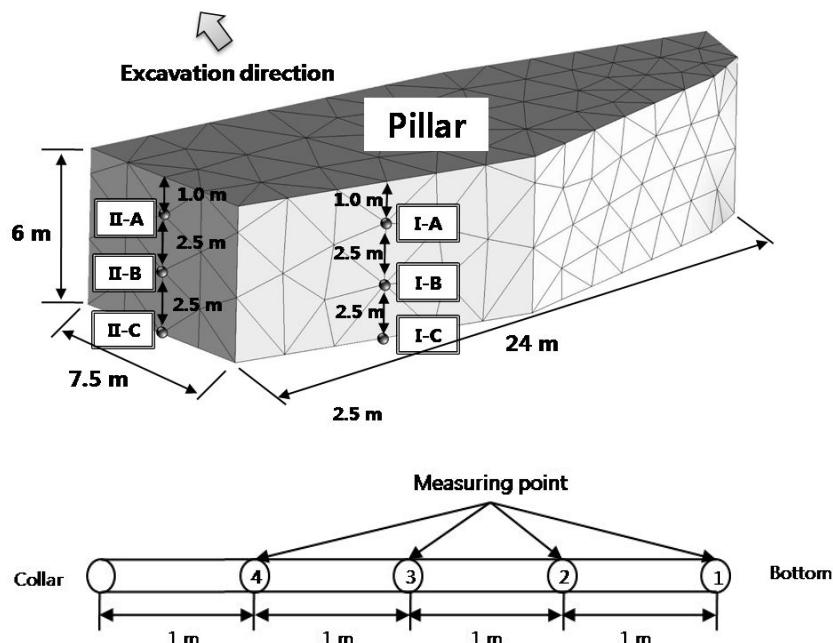
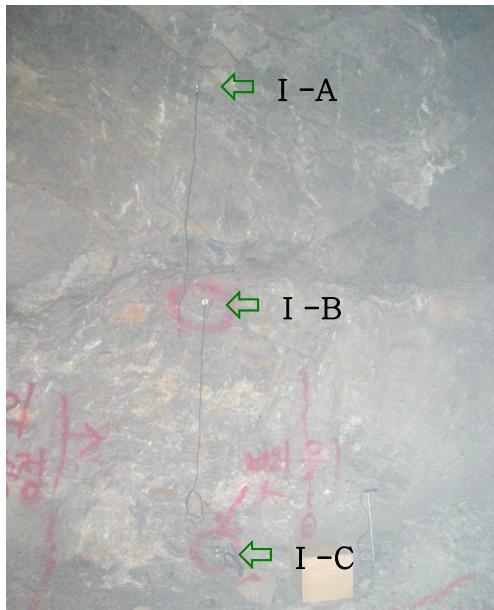
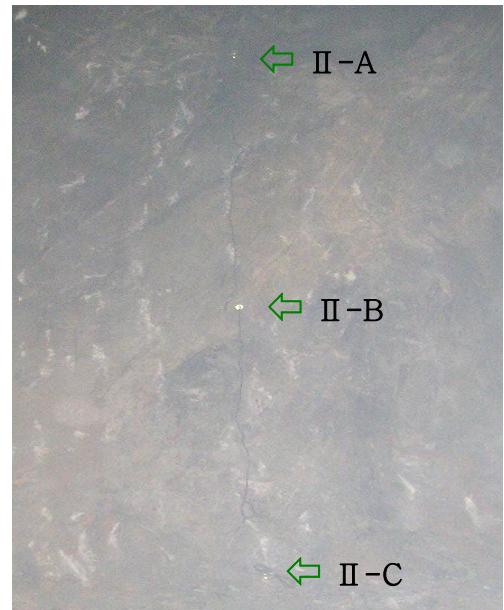


Figure 4.6 Installed location of rod extensometer.



(a) Rod extensometer- I



(b) Rod extensometer- II

Figure 4.7 Installation of rod extensometer.

Table 4.3 Sensitivity of rod extensometer

Location	Sensitivity (V/mm)			
	Point-1 (4 m)	Point-2 (3 m)	Point-3 (2 m)	Point-4 (1 m)
I - A (top column)	0.037540	0.037545	0.037560	0.037520
I - B (middle column)	0.037545	0.037590	0.037555	0.037525
I - C (lower column)	0.037555	0.037570	0.037550	0.037525
II - A (top column)	0.037530	0.037550	0.037560	0.037515
II - B (middle column)	0.037585	0.037590	0.037580	0.037555
II - C (lower column)	0.037540	0.037565	0.037570	0.037580

4.3.3 광주의 변위량 측정방법

광주의 변위량을 측정하기 위해 Tunnelyzer M5 indicator를 사용하였다(Figure 4.8). 이 기기는 변위계에서 측정한 감도를 V로 나타내는 기기로써 식 (4.1)을 이용하여 길이 변위량을 구할 수 있다.

$$\text{길이변위량} = \frac{\text{현재계측값} - \text{초기계측값}}{\text{감 도}} \quad (4.1)$$

구간별 변위량은 다음과 같이 구할 수 있다.

- ① 1구간 = 1측점 변위량 \Rightarrow 센서 변위량으로 판단함
- ② 2구간 = 2측점 변위량 - 1측점 변위량
- ③ 3구간 = 3측점 변위량 - 2측점 변위량
- ④ 4구간 = 4측점 변위량 - 3측점 변위량



Figure 4.8 Tunnelyzer M5 indicator.

4.3.4 광주의 변위량 측정

(1) 변위계- I

I -A에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.266 mm, 2측점(3 m지점)은 0.346 mm, 3측점(2 m지점)은 0.293 mm, 4측점(1 m지점)은 0.266 mm이다.

I -B에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.586 mm, 2측점(3 m지점)은 0.267 mm, 3측점(2 m지점)은 0.347 mm, 4측점(1 m지점)은 0.240 mm이다.

I -C에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.427 mm, 2측점(3 m지점)은 0.213 mm, 3측점(2 m지점)은 0.266 mm, 4측점(1 m지점)은 0.213 mm이다.

I -A의 변위는 0.346 mm 이내로 수렴하였고, I -B의 변위는 수렴하다가 변위계 설치 후 8일 경과 시 약 0.5 mm의 변위가 발생하다가 이후로 수렴하였으며, I -C의 변위는 수렴하다가 설치 후 22일 경과 시 0.293 mm의 변위가 발생하다가 수렴하였다.

변위계- I에서 발생한 변위는 한국도로공사 관리기준 이하의 변위가 발생하였다.

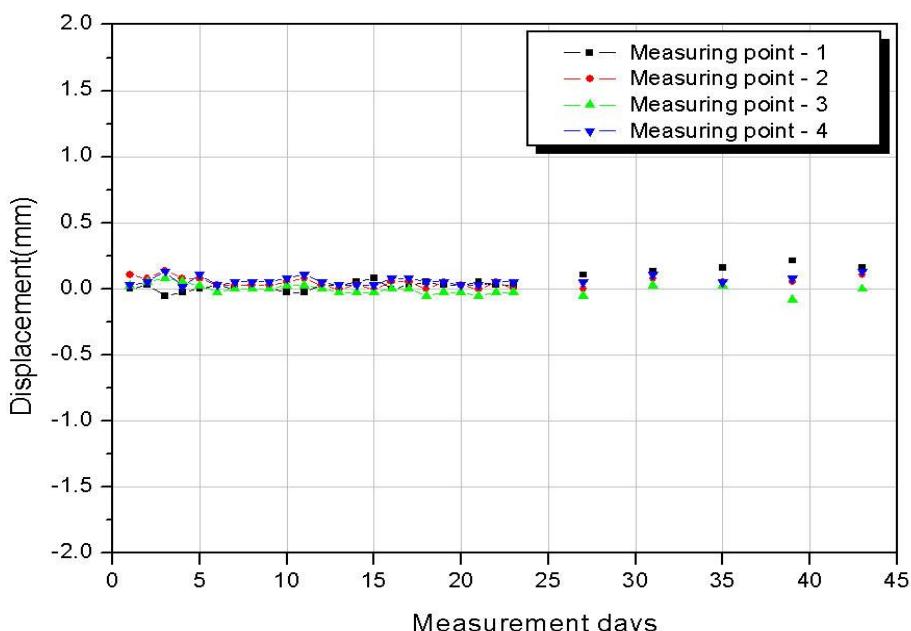


Figure 4.9 Displacement of extensometer I -A.

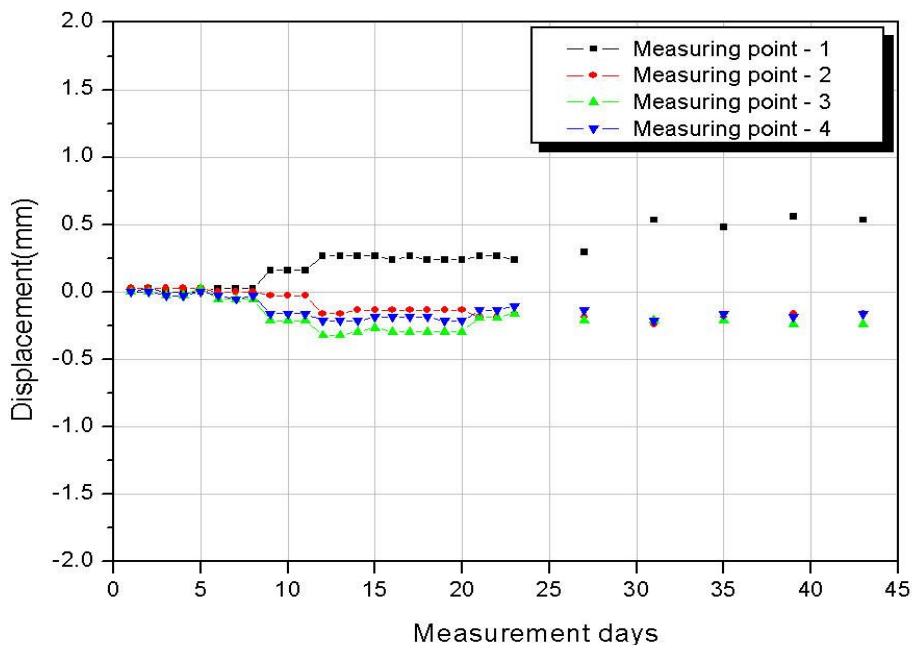


Figure 4.10 Displacement of extensometer I -B.

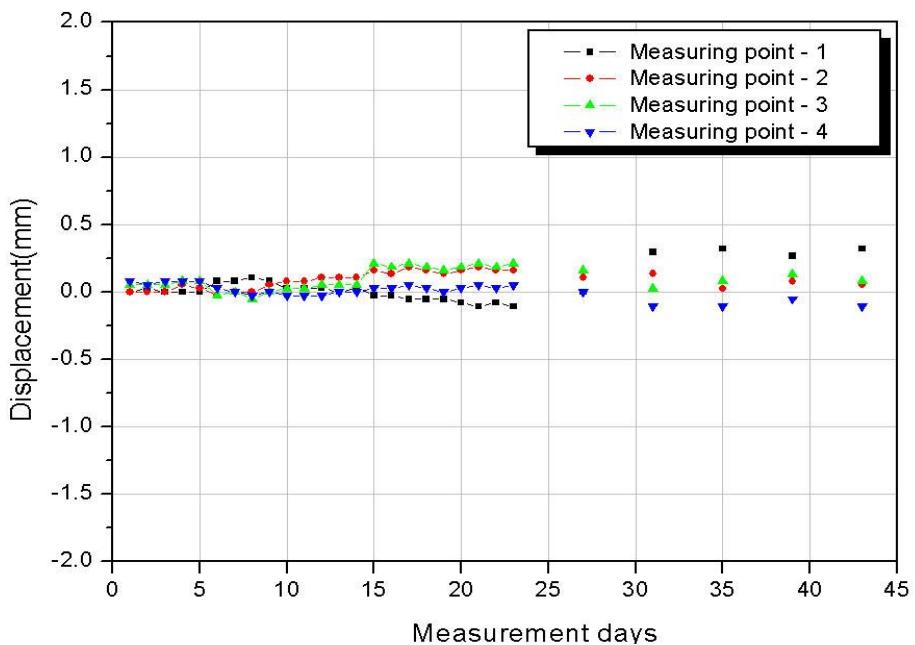


Figure 4.11 Displacement of extensometer I -C.

(2) 변위계 II

II-A에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.346 mm, 2측점(3 m지점)은 0.213 mm, 3측점(2 m지점)은 0.239 mm, 4측점(1 m지점)은 0.160 mm이다.

II-B에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.346 mm, 2측점(3 m지점)은 0.187 mm, 3측점(2 m지점)은 0.187 mm, 4측점(1 m지점)은 0.160 mm이다.

II-C에서 1측점(4 m지점)의 변위량은 0.293 mm, 2측점(3 m지점)은 0.346 mm, 3측점(2 m지점)은 0.479 mm, 4측점(1 m지점)은 0.372 mm이다.

II-A는 0.346 mm 이내로 수렴하였고, II-B는 수렴하다가 변위계 설치 후 12일 경과 시 0.134 mm 변위 발생 후 수렴하였고, 설치 후 22일 경과 시 0.240 mm 변위가 발생 후 수렴하였다. II-C는 수렴하다가 설치한지 22일후로 0.267 mm의 변위가 발생 후 수렴하였다.

변위계-II에서 발생한 변위는 한국도로공사 관리기준 이하의 변위가 발생하였다.

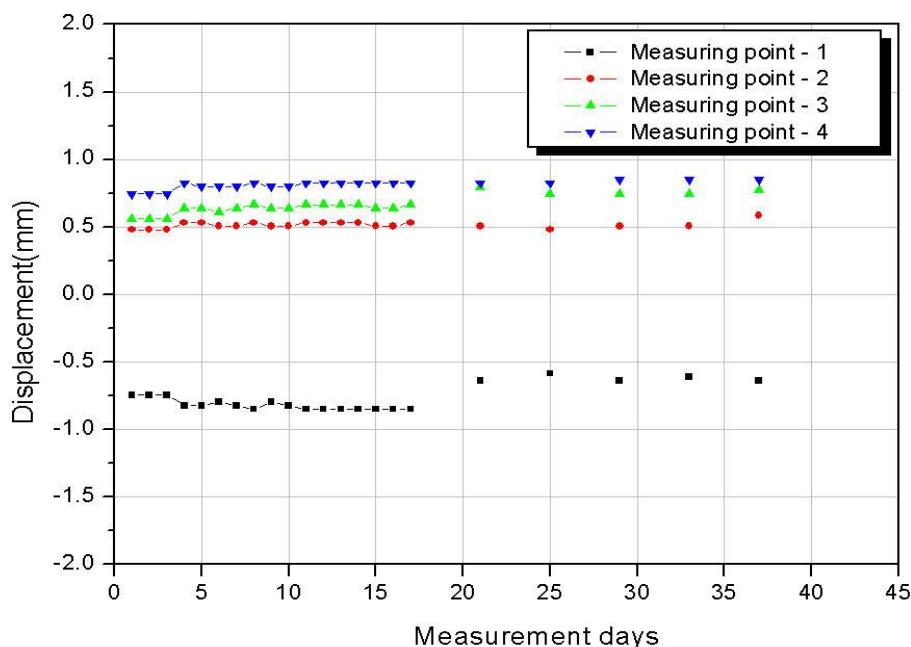


Figure 4.12 Displacement of extensometer II-A.

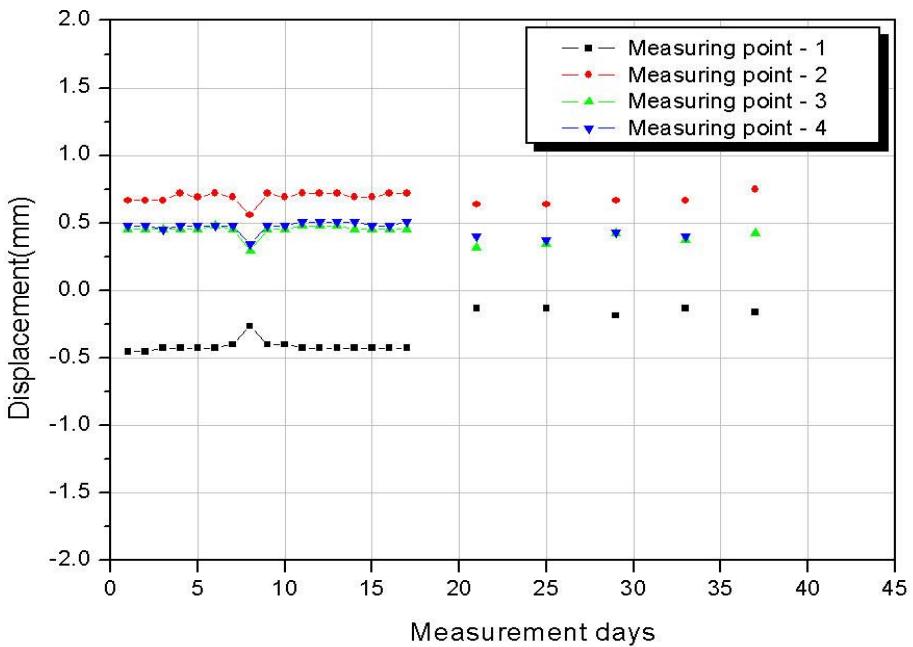


Figure 4.13 Displacement of extensometer II-B.

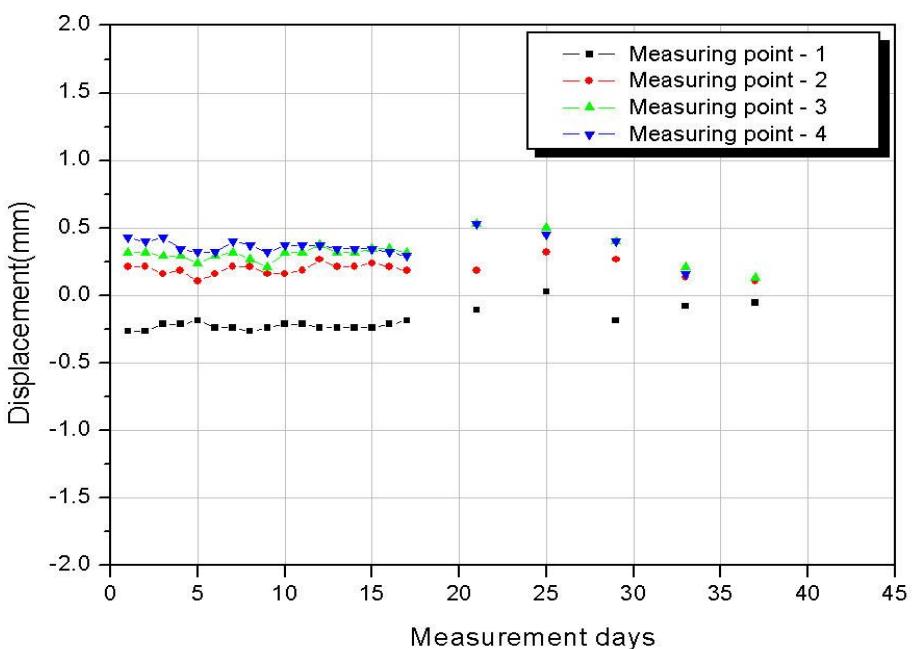


Figure 4.14 Displacement of extensometer II-C.

5. 분석

5.1 발파진동 회귀분석 및 예측

Table 4.1에 제시된 값을 회귀분석에 의해서 입지상수 K 와 n 을 구하기 위하여 최대진동속도와 환산거리의 로그-로그 그래프 상에서 1차 상관관계를 보이는 특성을 이용하여 통계처리하여 도출한 지반진동 수준 예측식은 다음 식 (5.1), (5.2)와 같다.

(1) 자승근

$$\begin{array}{ll} 50 \% \text{ 신뢰수준} & V = 89.98 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.52} \\ 95 \% \text{ 신뢰수준} & V = 177.11 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.52} \quad r^2 = 0.83 \end{array} \quad (5.1)$$

(2) 삼승근

$$\begin{array}{ll} 50 \% \text{ 신뢰수준} & V = 220.36 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.52} \\ 95 \% \text{ 신뢰수준} & V = 433.72 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.52} \quad r^2 = 0.83 \end{array} \quad (5.2)$$

식 (5.1)은 자승근의 50%와 95%의 신뢰수준의 식으로 K 값은 50%가 89.98, 95%가 177.11, n 값은 모두 -1.52 그리고 결정계수(r^2)는 0.83으로 나타났다.

식 (5.2)는 삼승근의 50%와 95%의 신뢰수준의 식으로 K 값은 50%가 220.36, 95%가 433.72, n 값은 모두 -1.52 그리고 결정계수(r^2)는 0.83으로 나타났다.

Figure 5.1과 5.2는 각각 자승근과 삼승근 환산거리와 진동속도와의 관계를 나타내는 그림이다.

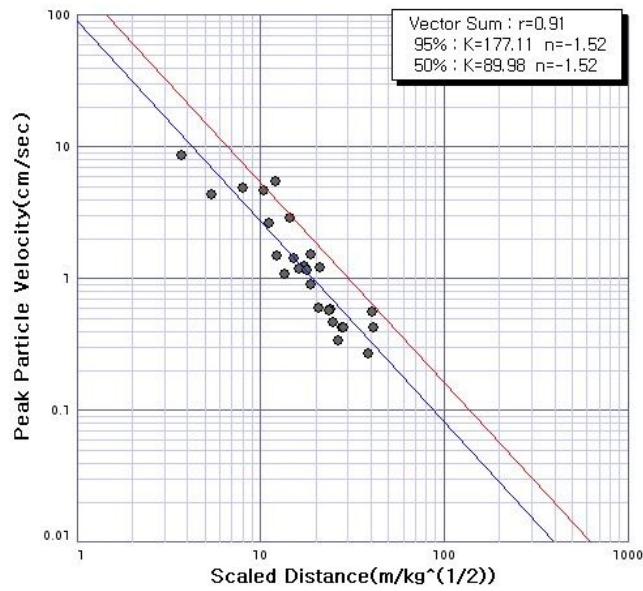


Figure 5.1 Relationship between peak particle velocity and square root scaled distance.

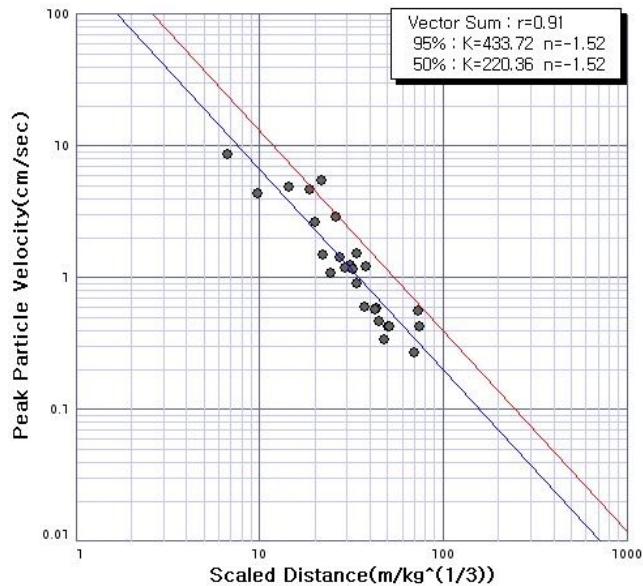


Figure 5.2 Relationship between peak particle velocity and cube root scaled distance.

현장계측에 의해 획득한 진동 자료를 바탕으로 회귀분석을 실시한 밸파진동 예측식은 자승근과 삼승근 모두 0.83으로 높은 결정계수를 나타내고 있다. 자승근 환산거리에 따른 밸파진동 예측식인 식 (5.1)과 삼승근 환산거리에 따른 밸파진동 예측식인 식 (5.2)의 50% 신뢰수준 예측식을 이용하여 이론적인 비산거리의 범위에서 다음 식 (5.3), (5.4)와 같은 진동속도를 구하였다.

$$V = 89.98 \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-1.52} = 89.98 \left(\frac{16.34}{\sqrt{34.30}} \right)^{-1.52} = 18.92 \text{ cm/s} \quad (5.3)$$

$$V = 220.36 \left(\frac{D}{\sqrt[3]{W}} \right)^{-1.52} = 220.36 \left(\frac{16.34}{\sqrt[3]{34.30}} \right)^{-1.52} = 18.92 \text{ cm/s} \quad (5.4)$$

계산 결과 본 현장에 사용된 최대 지밸당장약량을 적용하여 이론적 비산거리에서의 진동속도는 18.92 cm/s로 예측되었다.

5.2 암반손상권 분석

암반손상권은 식 (2.13)과 식 (2.17)에 의거해 손상이 발생할 때의 임계진동속도와 동일한 진동속도가 발생하는 지점까지의 거리를 암반손상권의 범위로 정의할 수 있다(장수호 등, 2000).

본 연구는 장수호 등(2000)에 발표된 내용을 근거로 하여 실내암석실험 결과(Table 3.2) 중 인장강도, 탄성파속도, 탄성계수를 이용하여 임계진동속도를 구하였다(Table 5.1).

Table 5.1 Physical properties of rock mass

T_s (kg/cm ²)	V_p (m/s)	E (kg/cm ²)	V_d (cm/s)
104	5163	3.73×10^5	143.95

암반손상권은 Figure 5.3과 같이 측벽부에서는 1.63 m, 바닥부에서는 1.74 m까지 발생하게 될 것으로 예측되었다.

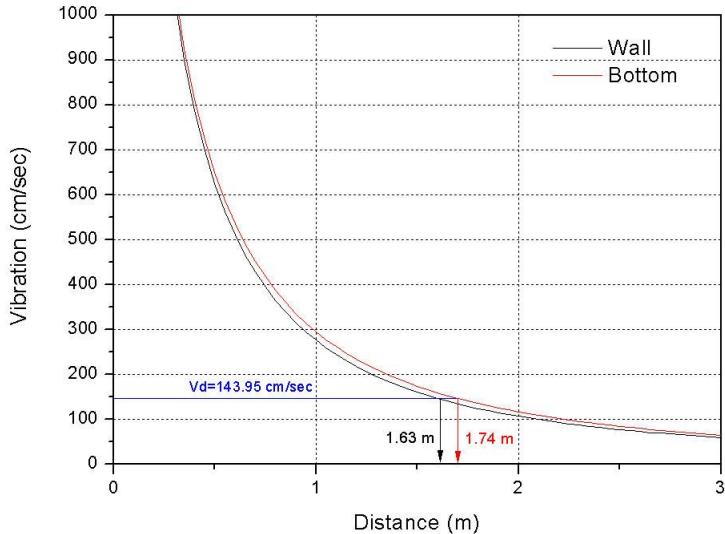


Figure 5.3 Estimation of damaged zone.

5.3 파쇄입도 분석

5.3.1 파쇄입도 분석 모델

본 연구의 파쇄입도 분석을 위해 적용한 모델은 Schuhmann model과 Rosin - Rammler model을 이용하였다.

(1) Schuhmann model

$$\%volume < size X = 100 \times (X/TOP)^m \quad (5.5)$$

여기서, TOP 은 top size, m 은 재료상수이다.

(2) Rosin-Rammler model

$$\%volume < size X = 100 \times (1 - \exp(-0.693(X/X50)^n)) \quad (5.6)$$

여기서, $X50$ 은 50%통과 크기, n 은 균등성이다.

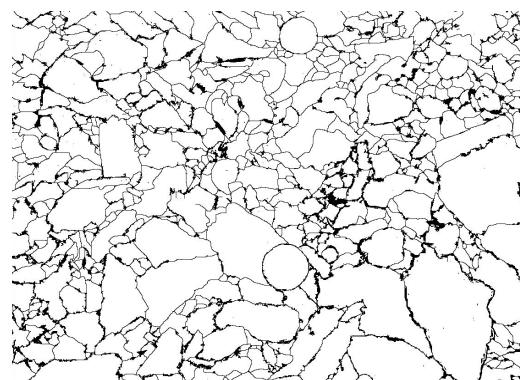
5.3.2 분석결과

본 연구는 파쇄입도 분석을 Split Engineering사의 Split Desktop을 사용하였다 (Figure 5.4).

연구지역 쟁도의 발파 후 파쇄입도 분석 결과, Rosin-Rammler model 및 Schuhmann model의 평균 파쇄입도($X50$)는 각각 18.58 cm와 20.68 cm이며 Schuhmann model에 비해 Rosin-Rammler model의 $r^2=0.99$ 로 상대적으로 높은 상관성을 가지는 것으로 분석되었고, 파쇄암석 전체 무게(%)에 해당하는 각각의 입도분석 결과 평균 파쇄입도는 17.57 cm이고 최대 파쇄입도는 49.83 cm로 분석되었다(Figure 5.5, Table 5.2).



(a) Fragmentation



(b) Digital image processing

Figure 5.4 Digital image processing of fragmentation.

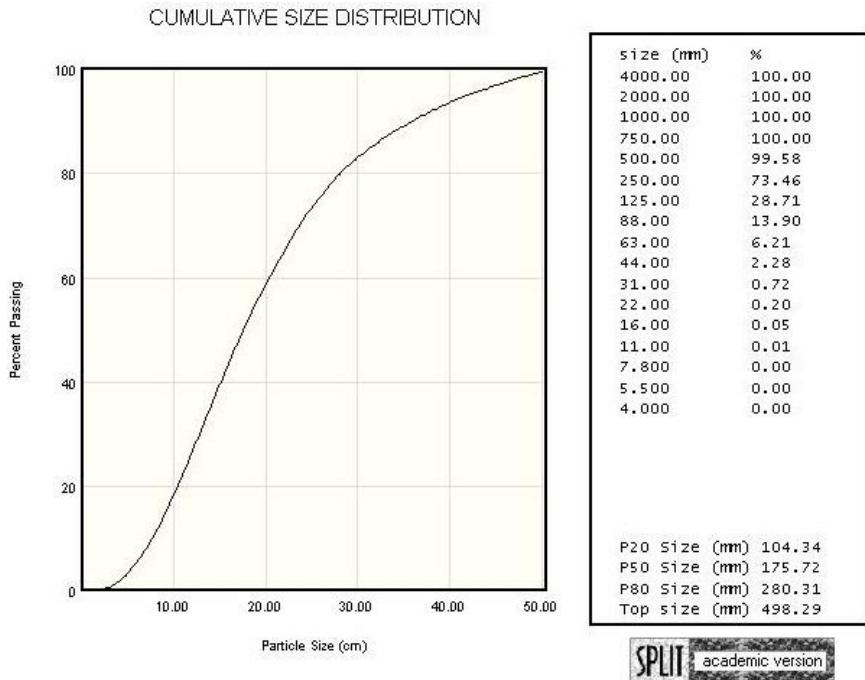


Figure 5.5 Cumulative size distribution curve.

Table 5.2 Results of fragmentation analysis

RosRam model					Schuhmann model				
Uniformity		X ₅₀	R-squared		Slope		X ₅₀	R-squared	
1.95		18.58	0.9914		1.32		20.68	0.9319	
F ₁₀	F ₂₀	F ₃₀	F ₄₀	F ₅₀	F ₆₀	F ₇₀	F ₈₀	F ₉₀	Top size
7.63 cm	10.43 cm	12.80 cm	15.12 cm	17.57 cm	20.36 cm	23.61 cm	28.03 cm	35.86 cm	49.83 cm

5.4 비산석의 충격진동 예측

Table 5.2의 파쇄입도 분포에서 발생빈도가 높고 입도가 커서 충격량이 클 것으로 예상되는 F_{40} , F_{50} , F_{60} , F_{70} , F_{80} , F_{90} , F_{100} 을 대상으로 하여 식 (2.33)에 의해 비산된 파쇄암의 충격에너지를 산출하였다. 국내에서 보편적으로 사용하는 충격진동 예측식인 식 (2.37)의 경험식을 사용하였다. 여기서, 지반의 상태를 나타내는 상관계수 K 는 석회석 광산의 암반이므로 0.85를, 경험계수 n 은 일반적으로 사용하는 -0.5를, 거리 d 는 충격중심으로 부터의 거리(단위거리)로써 비산되는 파쇄암이 광주와 충돌했을 때 예상충격진동이 발생되는 지점으로 광주의 표면을 적용하여 F_{40} , F_{50} , F_{60} , F_{70} , F_{80} , F_{90} , F_{100} 에서의 충격진동을 예측하였다. 파쇄입도 크기에 따른 충격에너지와 충격진동은 Table 5.3과 같이 산출되었다.

발파진동속도에 근거한 암반손상은 Langefors 외 여러 학자들에 의해 연구되어 왔으며 그 기준은 약 25.4~100 cm/s에서 암반의 손상이 일어난다고 보고되어 왔다(Table 2.4). 식 (2.37)에 의해 예측된 충격진동은 6.94~16.96 cm/s의 범위로 발파진동속도에 의한 암반손상 기준에 미치지 못하는 것으로 예측되었다.

Table 5.3 Shock energy and shock vibration with fragmentation size

Fragmentation size (cm)		Shock energy (J)	Shock vibration (cm/s)
F_{40}	15.12	2,723	6.94
F_{50}	17.57	4,272	7.76
F_{60}	20.36	6,644	8.67
F_{70}	23.61	10,364	9.69
F_{80}	28.03	17,337	11.02
F_{90}	35.86	36,306	13.25
F_{100}	49.83	97,416	16.96

6. 수치해석

6.1 발파에 의한 동적하중 산정

6.1.1 발파 폭평압력 추정식

본 연구에서는 National Highway Institute(US, 1991)에서 제시한 식 (6.1)을 적용하여 발파에 의한 동적하중을 산정하였다.

$$P_d = \frac{4.18 \times 10^{-7} \times \rho_e \times V_d^2}{1 + 0.8\rho_e} \quad (6.1)$$

여기서, P_d 는 폭약 1kg당 발파폭평압력(kbar/kg), ρ_e 는 폭약비중(g/cc), V_d 는 폭속(ft/sec)이다.

6.1.2 공벽면에 작용하는 폭평압력 산정

다음 식 (6.2)는 발파시 발생하는 공기 압력의 크기를 정의하는 식으로 공벽면에 작용하는 폭발압력을 구하였다.

$$P_B = \left[\frac{d_c}{d_h} \right]^3 \times P_d \quad (6.2)$$

여기서, P_B 는 폭약 1kg당 공벽면에 작용하는 폭평압력(kbar/kg), d_c 는 약경, d_h 는 천공경이다.

6.1.3 시간 압력하중

실제 발파에 의해 공벽에 작용하는 동압력은 시간에 따라 변하는 형태를 취하므로 동해석을 정확하게 모사하기 위해서는 동압력의 시간이력을 정확하게 반영해야 한다.

발파하중을 동적하중으로 전환하기 위해 최대 지발당장약량 폭발시 발파압력 작용 길이 및 해석 적용 길이로 환산한 Starfiled et al.(1968)이 제안한 식 (6.3)을 이용하여 시간압력하중을 구하였다.

$$P_t = 4P_B \times \left\{ \exp\left(\frac{-Bt}{\sqrt{2}}\right) - \exp(-\sqrt{2}Bt) \right\} \quad (6.3)$$

여기서, B 는 하중상수($=16338$), t 는 발파에 의한 하중 지속시간이다.

6.1.4 등가 환산 발파하중

실제 터널발파에서 사용되는 수 많은 발파공들은 여러 개의 공들이 한 조를 이루어 동일 단차를 가지고 폭발된다. 하지만, 발파압력 추정식을 사용하는 동해석에서는 실제 터널발파에 사용되는 모든 발파공들을 개별적인 요소로 모델링하는 것이 불가능하다. 따라서 동시에 폭발되는 모든 발파공들이 존재하는 예상 굴착면을 하나의 발파면으로 가정하고, 그 압력이 굴착예정의 터널 단면에 작용하는 것으로 가정하여 등가의 발파압력인 P 를 구하여 사용하는 것이 일반적이다.

본 해석에서는 진동이 최대로 발생되는 심폐기공 발파시의 굴착면을 적용하여 등가 환산 발파하중을 산정하였다. 식 (6.4)는 발파공 벽면에 작용하는 압력을 환산하는 식이다.

$$P = P_B \times W \times 2\pi \times \frac{d_h}{l} \quad (6.4)$$

여기서, P 는 예상굴착면에 작용하는 폭평압력(kbar), W 는 최대 지발당장약량(kg), d_h 는 천공경, l 은 발파공 주변길이이다.

6.2 모드분석을 통한 지반댐평값 산정

본 연구의 해석에는 Rayleigh Damping을 도입하였으며, Rayleigh Damping 계수인 α , β 를 산정하는 방법을 식 (6.5)와 같이 구하였다. Damping Matrix C는 Mass Matrix M과 Stiff Matrix K로 나타낼 수 있다.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (6.5)$$

여기서, α 는 질량 감쇠비(Mass Damping Ratio), β 는 강성 감쇠비(Stiffness Damping Ratio)이다.

다중모드계에서 한계 감쇠비(ξ_i , Critical Damping Ratio)는 식 (6.6)과 같이 계의 각속도(ω_i , angular frequency of the system)의 항으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \alpha + \beta\omega_i^2 &= 2\omega_i f_i \\ \xi_i &= \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i \right) \end{aligned} \quad (6.6)$$

여기서, ξ_i 를 ξ_{\min} 으로 정규화 시킨 후 ω_i 와 연계시켜 ξ_{\min} , ω_{\min} , α , β 의 관계를 도출하면 식 (6.7), (6.8), (6.9), (6.10)과 같다.

$$\xi_{\min} = \sqrt{\alpha \cdot \beta} \quad (6.7)$$

$$\omega_{\min} = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta}} \quad (6.8)$$

$$\alpha = \xi_{\min} \cdot \omega_{\min} \quad (6.9)$$

$$\beta = \frac{\xi_{\min}}{\omega_{\min}} \quad (6.10)$$

ξ_{\min} 값은 강의 경우 0.1~0.8%, 주철의 경우 0.3~3%, 고무의 경우 10~30%이다.

그러나 ξ_{\min} 값은 전체 지반에 적용되는 값이므로 시험을 통하여서도 측정하기 어렵다. Biggs(1964)는 지반의 경우 전체에 대한 값으로 2~5%이며, 구조물인 경우에도 2~10%를 적용하도록 추천하고 있고, 한국지진공학회(지중구조물의 내진설계, 1999)에서도 5%를 쓰도록 추천하고 있다.

본 해석에서는 ξ_{\min} 값을 5%로 가정하여 α , β 값을 산정하였다.

ω_{\min} 는 고유 각속도로서 모든 분석에서 나온 진동수를 이용하여 식 (6.11)과 같이 산정한다.

$$\omega_{\min} = 2\pi f \quad (6.11)$$

6.3 광주의 안정성 해석

본 연구에서는 광주와 인접한 강도의 발파작업 수행에 따른 광주의 영향을 검토하기 위하여 유한요소해석을 수행하였다. 이로 인해 발파동해석 수행으로 얻어진 광주의 입자진동 속도와 변위를 통하여 광주의 영향을 검토하였다.

검토 방법으로는 Figure 6.1과 같이 광주와 인접하여 발파작업이 수행되고 있는 강도를 검토 단면으로 선정하였으며, 막장면으로부터 광주까지의 거리는 14.59 m, 광주의 크기는 7.5(B) × 6(H) m이다. 그리고 터널 막장의 복잡한 발파패턴의 모사가 어려움에 따라 진동에 큰 영향을 미치는 최대지발당 장약량을 이용하여 발파 폭발력을 산정하였고, 발파공벽에 작용하는 압력을 예상굴착면에 작용하는 압력으로 환산하여 수치해석을 수행하였다. 그리고 발파비산하중의 적용은 광주와 실제 발파지점과의 거리를 고려하여 예상굴착면에 발파폭발력하중 적용 후 0.359초에 광주

의 좌측벽면에 적용하였다.

수치해석시 분석된 자료의 축점 위치는 Figure 6.2와 같다.

본 연구에서 적용된 Visual FEA는 유한요소법(Finite Element Method)을 기본 이론으로 하여 2차원 또는 3차원의 연속체를 해석하는 범용 해석프로그램으로 공학분야에서 발생되는 물리적인 문제들을 수치적으로 분석, 해석하고 실무에서 유용하게 적용될 수 있으며, 설계 및 해석의 품격을 높일 수 있는 범용 유한해석소프트웨어이다. 장점은 쉽고 편리한 사용자 작업환경을 제공함과 동시에 전문적인 유한해석을 수행할 수 있고, 다양한 해석 옵션들을 적용하여, 정적, 동적, 침투, 열전달 해석을 독립적으로 또는 연동하여 해석할 수 있고, 전처리기, 해석기, 후처리기들이 한 소프트웨어에 통합되어 유한요소해석과정을 간편하게 해준다. 그리고 Mesh Intersection, Mesh Carving, Mesh Operation과 같은 혁신적인 모델링 기능과 강력한 전처리 기능을 제공하여 복잡한 3D 모델도 아주 쉽고 빠르게 완성할 수 있도록 하여 작업 효율을 극대화 할 수 있는 프로그램이다.

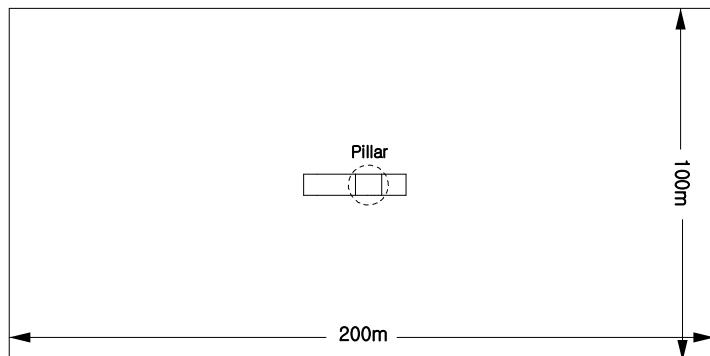


Figure 6.1 Dynamic analysis model.

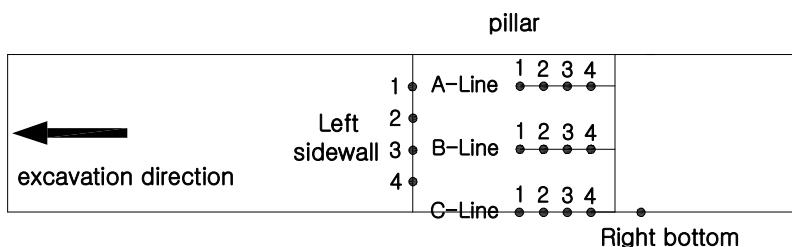


Figure 6.2 Analysis point.

6.3.1 해석조건

본 해석에서는 탄성모델을 적용하여 동해석을 수행하였고, 경계조건은 점성경계를 적용하였다. 총 절점(node)은 996개, 요소(element) 1864개를 사용하였으며, 폭약의 기폭으로 발생되는 발파하중 뿐만 아니라 발파로 인한 비산석이 광주를 충격하였을 때의 하중을 계산하여 수치해석을 수행하였다.

수치해석에 사용된 지반 동적물성치는 Table 6.1에 나타내었고, 발파 비산석에 의한 충격하중은 Table 6.2와 같다.

Table 6.1 Input parameters

Rock type	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Dynamic Young's modulus (kPa)	Dynamic Poisson's ratio
Limestone	5163	2832	29,850,000	0.26

Table 6.2 Shock pressure by flyrock

Maximum fragmentation size (cm)	Mechanical energy (J)	Volume (m^3)	Energy density (J/m^3)	Shock pressure (MPa)
49.83	97416	0.065	1503805	7.7

Figure 6.3은 굴착면에 작용하는 지속시간에 따른 터널 벽면에 작용하는 압력에 대한 하중곡선을 나타내었고, Figure 6.4는 광주 좌측면의 지속시간에 따른 광주 벽면에 작용하는 압력에 대한 비산하중곡선을 나타냈다.

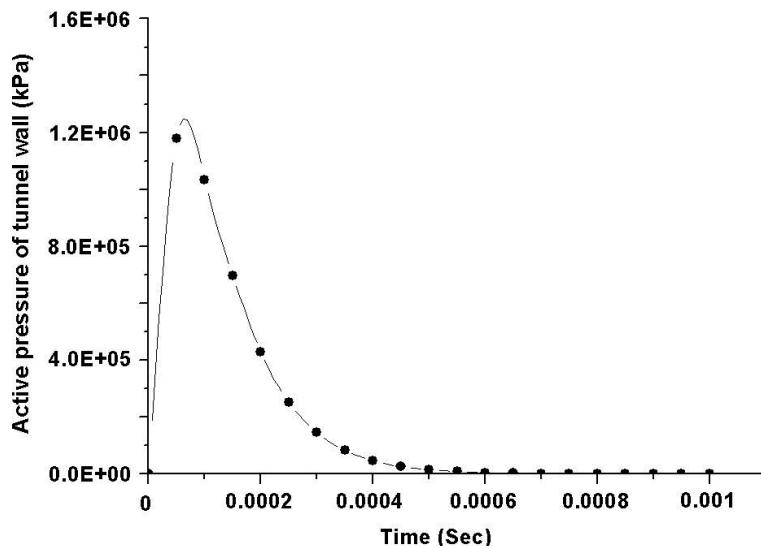


Figure 6.3 Loading curve of time-pressure in excavation wall

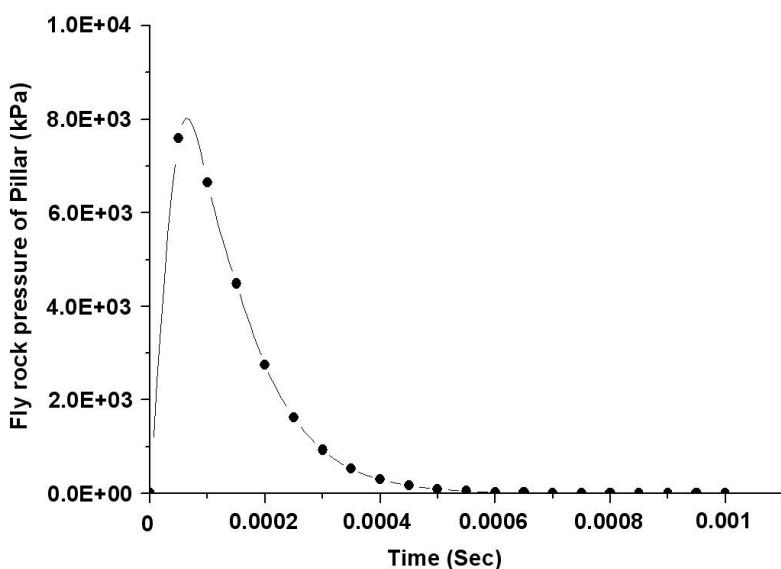


Figure 6.4 Loading curve of time-pressure in pillar.

6.3.2 발파하중에 의한 해석 결과

(1) 발파진동속도

수치해석에 의한 광주 주변의 X, Y 방향의 진동속도를 Figure 6.5에 나타내었으며, 수치해석지점인 광주의 좌측벽면, A, B, C-Line, 광주 우측바닥에서의 시간에 따른 X, Y 방향의 진동을 Figure 6.6~6.10에 도시하였다.

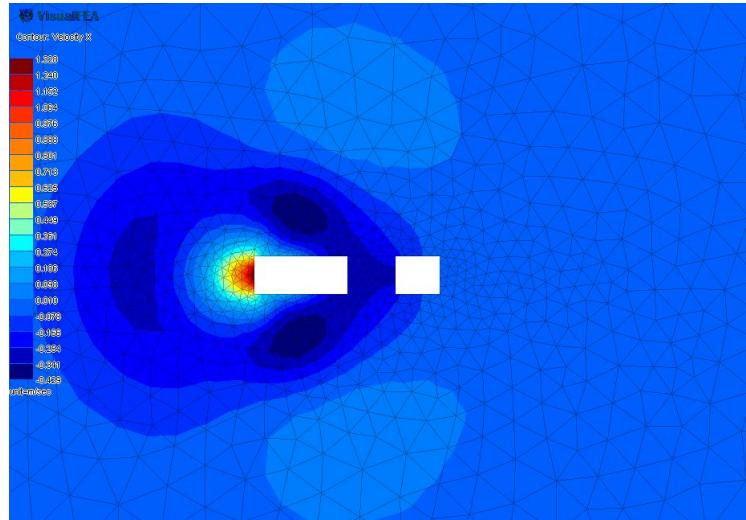
발파진동속도 분석결과 광주 좌측면에서 X 방향 진동속도의 경우 Face 1은 28.81 cm/s, Face 2는 30.49 cm/s, Face 3은 30.37 cm/s, Face 4는 28.92 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Face 1은 5.65 cm/s, Face 2는 2.06 cm/s, Face 3은 1.89 cm/s, Face 4는 5.30 cm/s로 분석되었다.

A-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 30.11 cm/s, Point 2는 30.17 cm/s, Point 3은 30.08 cm/s, Point 4는 29.97 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 2.34 cm/s, Point 2는 2.04 cm/s, Point 3은 2.00 cm/s, Point 4는 1.96 cm/s로 분석되었다.

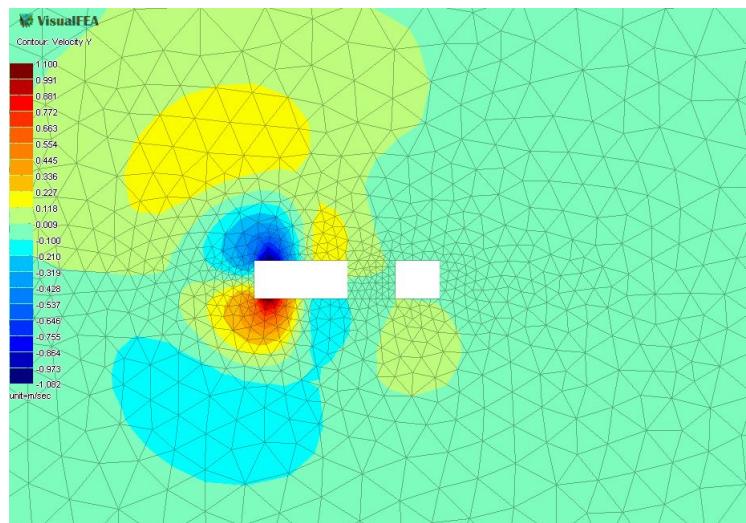
B-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 32.09 cm/s, Point 2는 32.36 cm/s, Point 3은 32.42 cm/s, Point 4는 32.67 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 2.16 cm/s, Point 2는 2.18 cm/s, Point 3은 2.22 cm/s, Point 4는 2.30 cm/s로 분석되었다.

C-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 28.33 cm/s, Point 2는 28.01 cm/s, Point 3은 27.49 cm/s, Point 4는 26.55 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 3.15 cm/s, Point 2는 2.37 cm/s, Point 3은 2.39 cm/s, Point 4는 2.45 cm/s로 분석되었다.

광주 우측 바닥면에서 X 방향 진동속도의 경우 21.79 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 2.41 cm/s로 분석되었다.

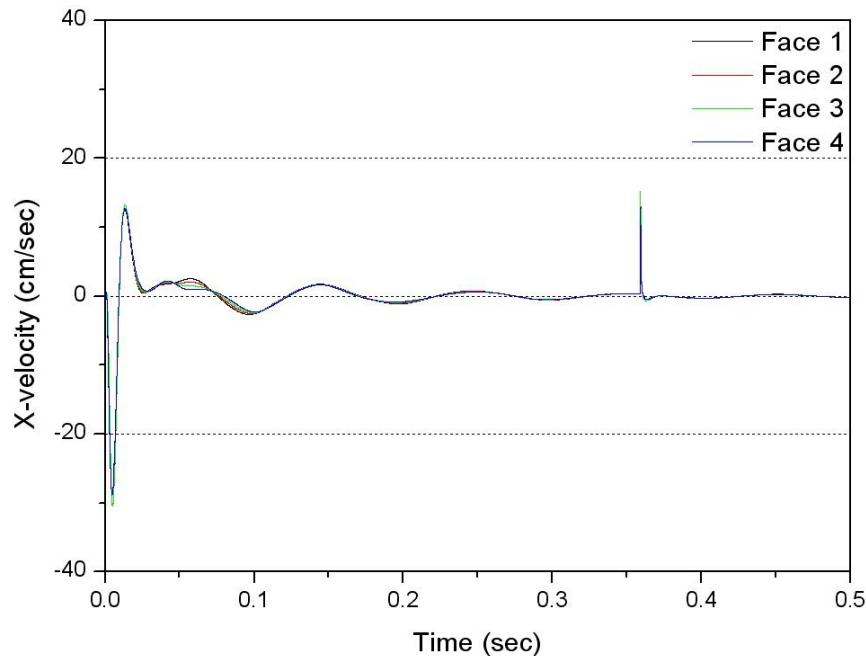


(a) X-direction

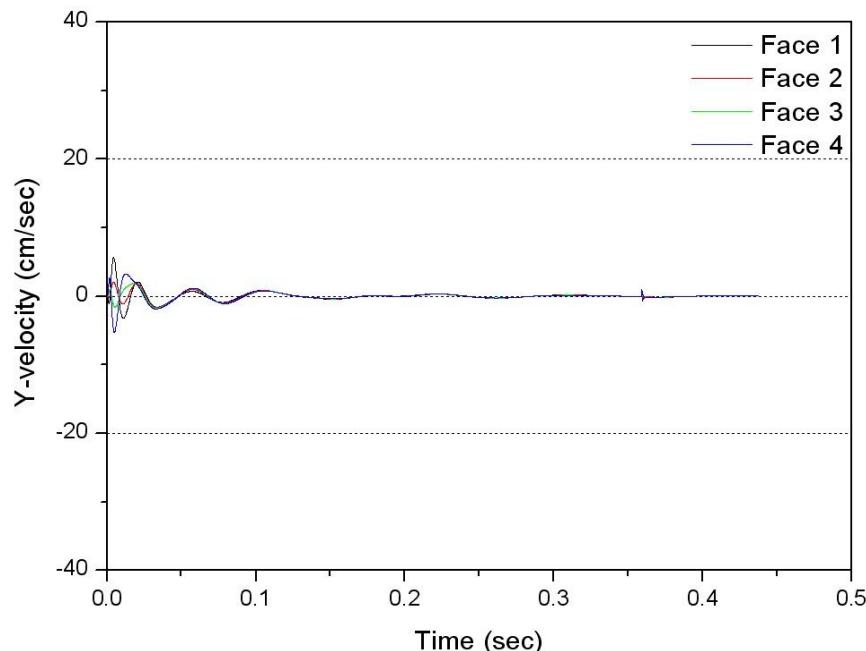


(b) Y-direction

Figure 6.5 Contour of maximum vibration velocity.

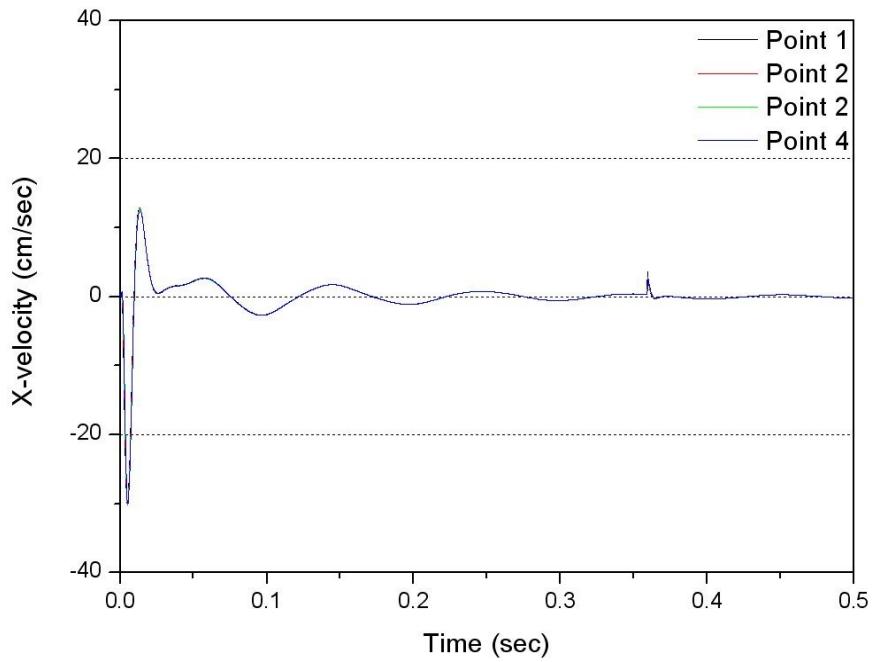


(a) X-velocity

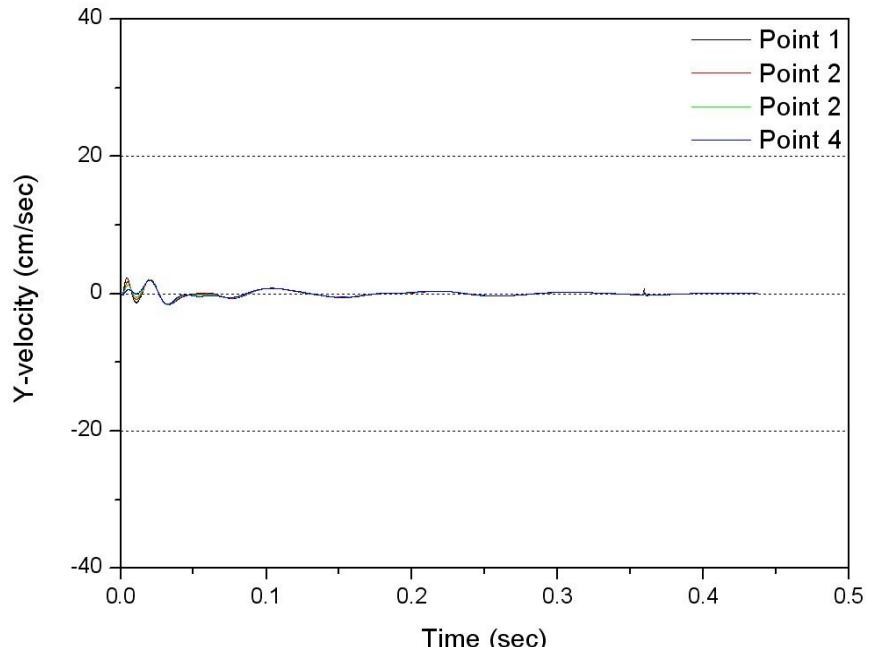


(b) Y-velocity

Figure 6.6 Vibration velocity of left sidewall in pillar.

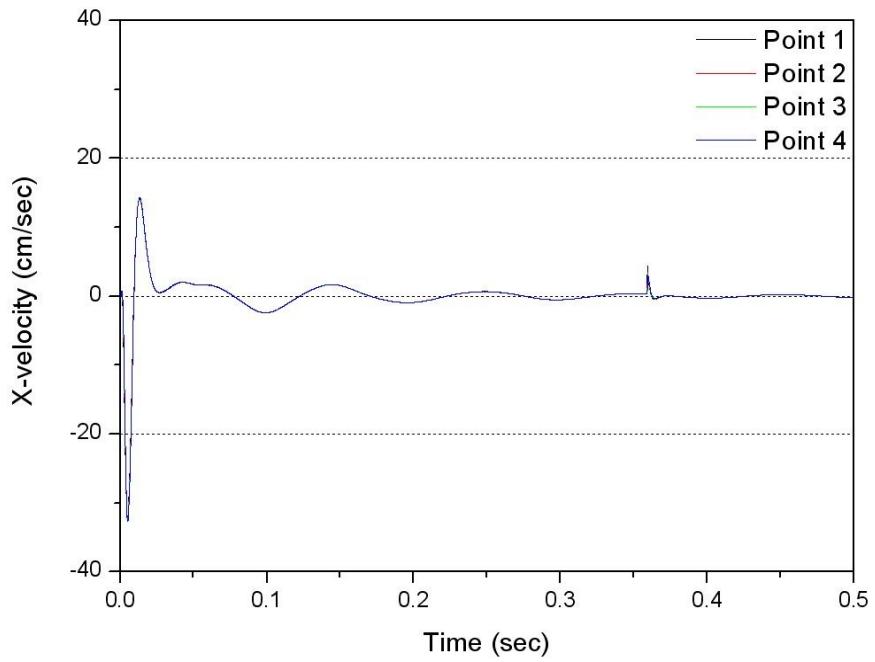


(a) X-velocity

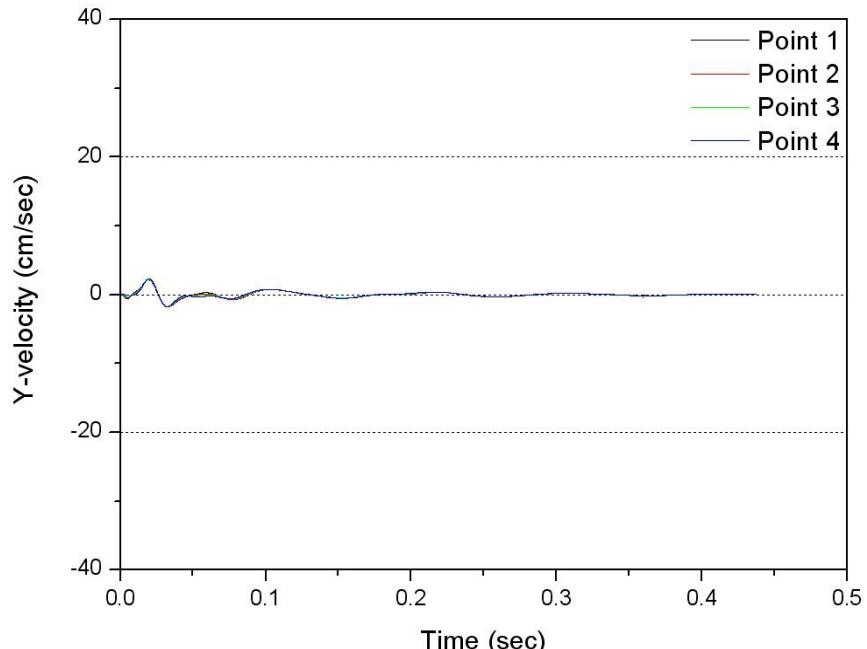


(b) Y-velocity

Figure 6.7 Vibration velocity of A-line in pillar.

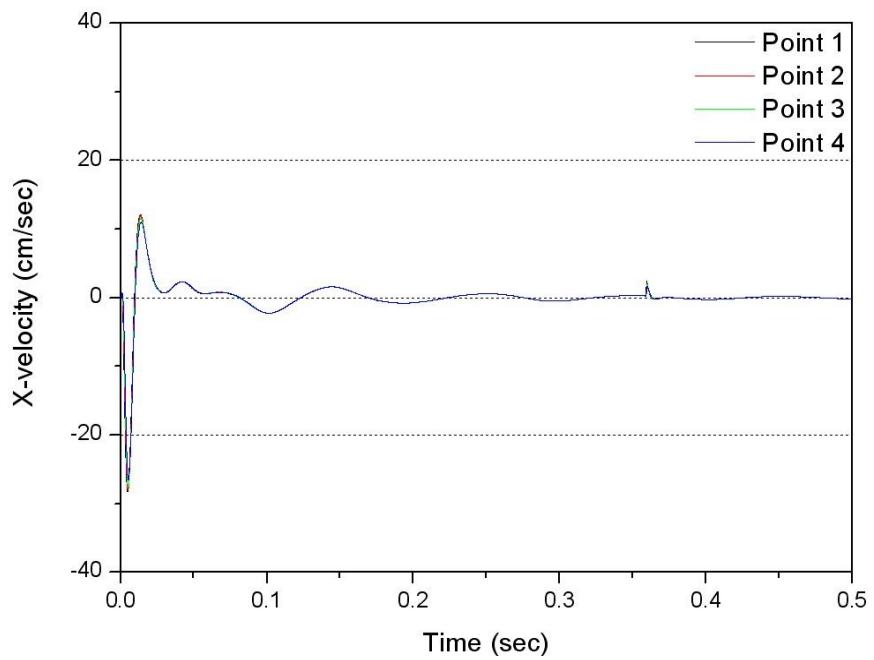


(a) X-velocity

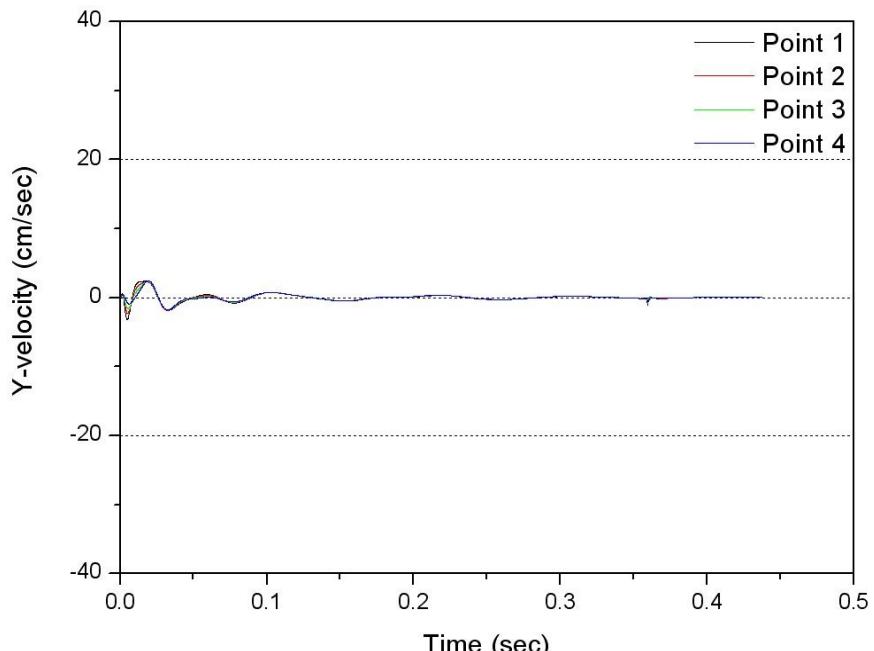


(b) Y-velocity

Figure 6.8 Vibration velocity of B-line in pillar.

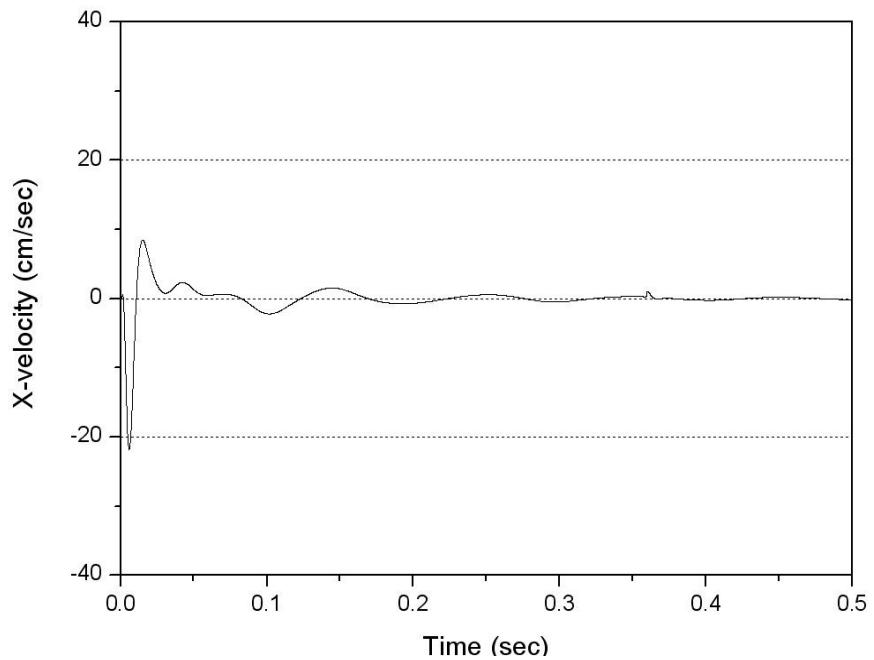


(a) X-velocity

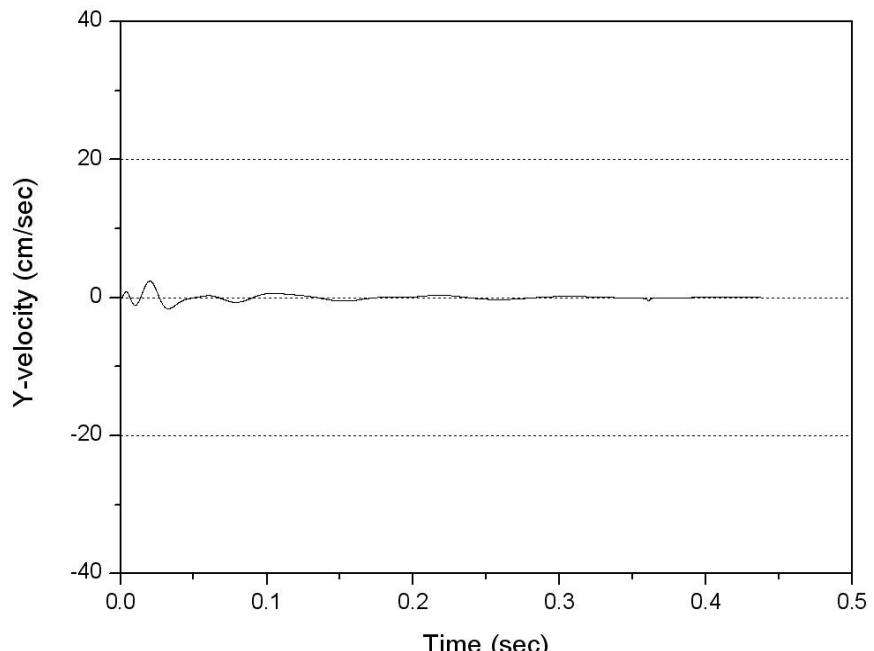


(b) Y-velocity

Figure 6.9 Vibration velocity of C-line in pillar.



(a) X-velocity



(b) Y-velocity

Figure 6.10 Vibration velocity of right bottom in pillar.

(2) 변위

수치해석에 의한 광주 주변의 X, Y 방향의 변위를 Figure 6.11에 나타내었으며, 수치해석지점인 광주의 좌측벽면, A, B, C-Line, 광주 우측바닥에서의 시간에 따른 X, Y 방향의 변위를 Figure 6.12~6.16에 도시하였다.

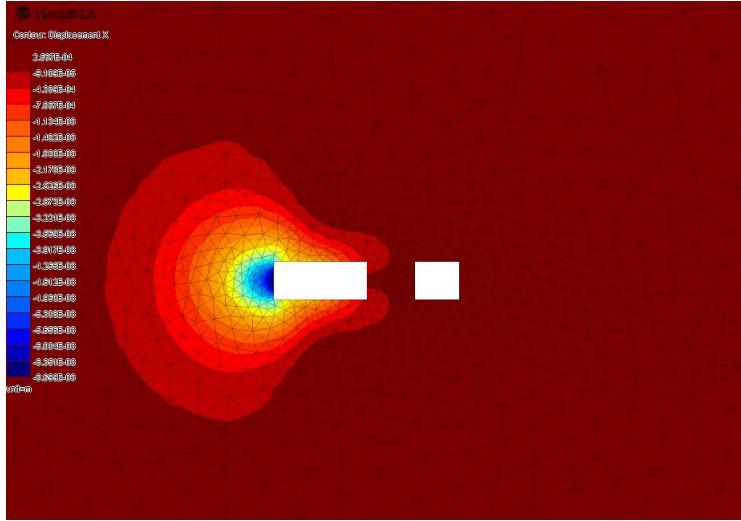
변위 분석결과 광주 좌측면에서 X 방향 변위의 경우 Face 1은 1.392 mm, Face 2는 1.413 mm, Face 3은 1.409 mm, Face 4는 1.391 mm, Y 방향 변위의 경우 Face 1은 0.185 mm, Face 2는 0.159 mm, Face 3은 0.166 mm, Face 4는 0.182 mm로 분석되었다.

A-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 1.403 mm, Point 2는 1.396 mm, Point 3은 1.385 mm, Point 4는 1.376 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.181 mm, Point 2는 0.182 mm, Point 3은 0.183 mm, Point 4는 0.187 mm로 분석되었다.

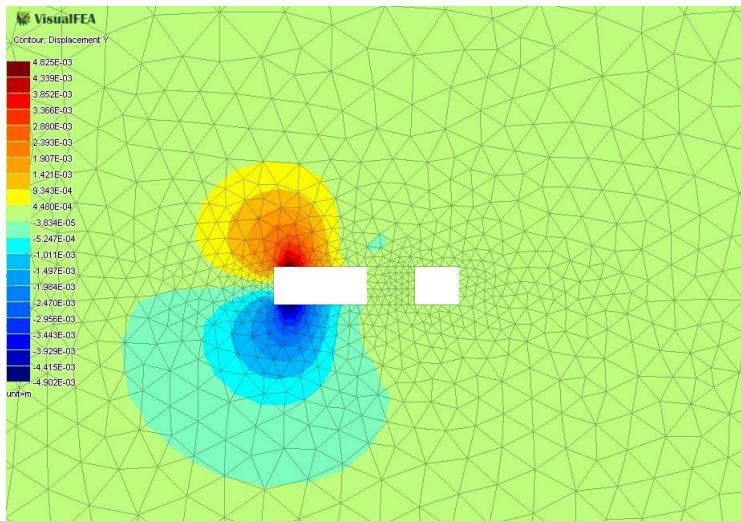
B-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 1.454 mm, Point 2는 1.458 mm, Point 3은 1.456 mm, Point 4는 1.462 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.197 mm, Point 2는 0.193 mm, Point 3은 0.195 mm, Point 4는 0.201 mm로 분석되었다.

C-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 1.354 mm, Point 2는 1.334 mm, Point 3은 1.306 mm, Point 4는 1.268 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.201 mm, Point 2는 0.199 mm, Point 3은 0.199 mm, Point 4는 0.198 mm로 분석되었다.

광주 우측 바닥면에서 X 방향 변위의 경우 1.103 mm, Y 방향 변위의 경우 0.169 mm로 분석되었다.

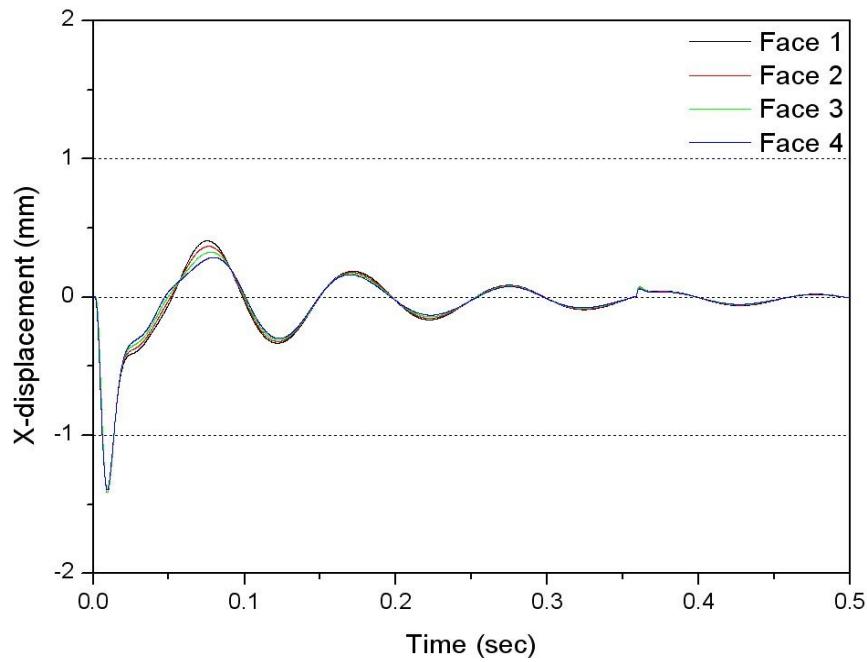


(a) X-direction

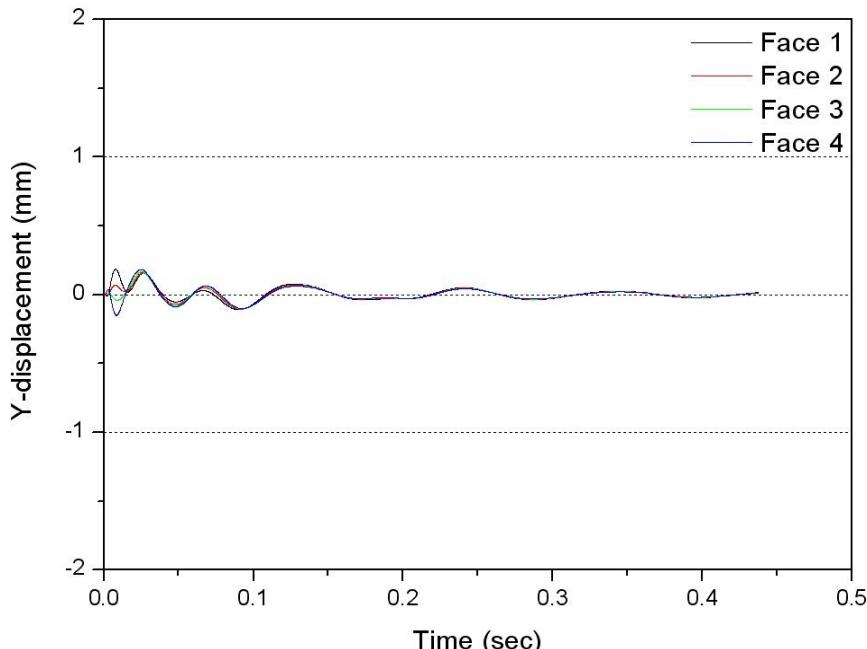


(b) Y-direction

Figure 6.11 Contour of maximum displacement.

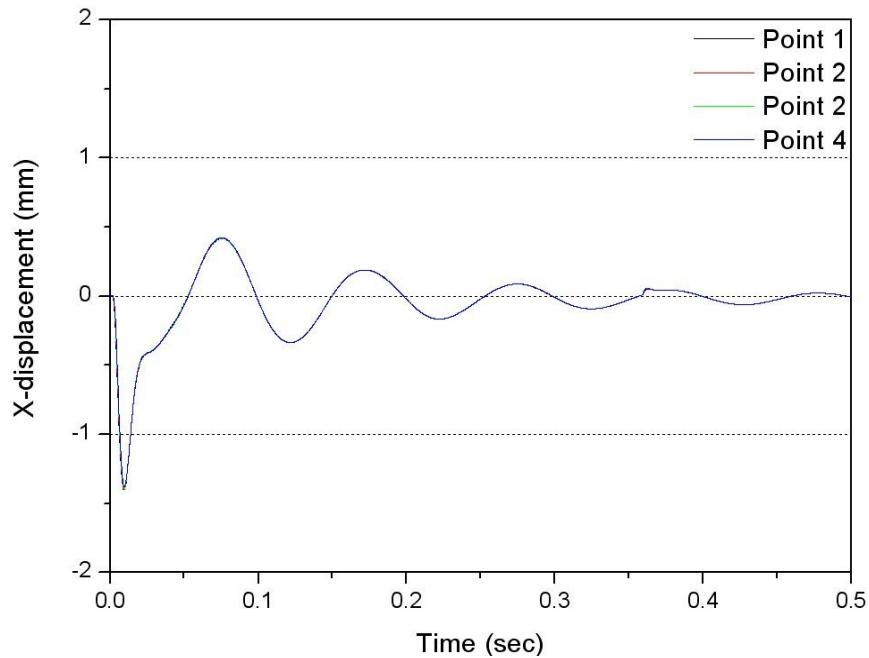


(a) X-displacement

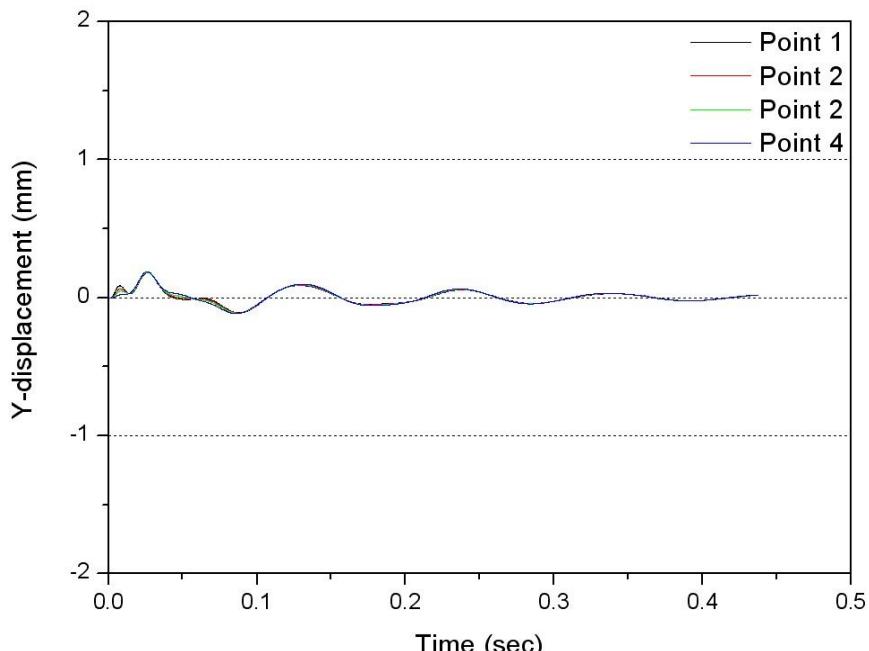


(b) Y-displacement

Figure 6.12 Displacement of left sidewall in pillar.

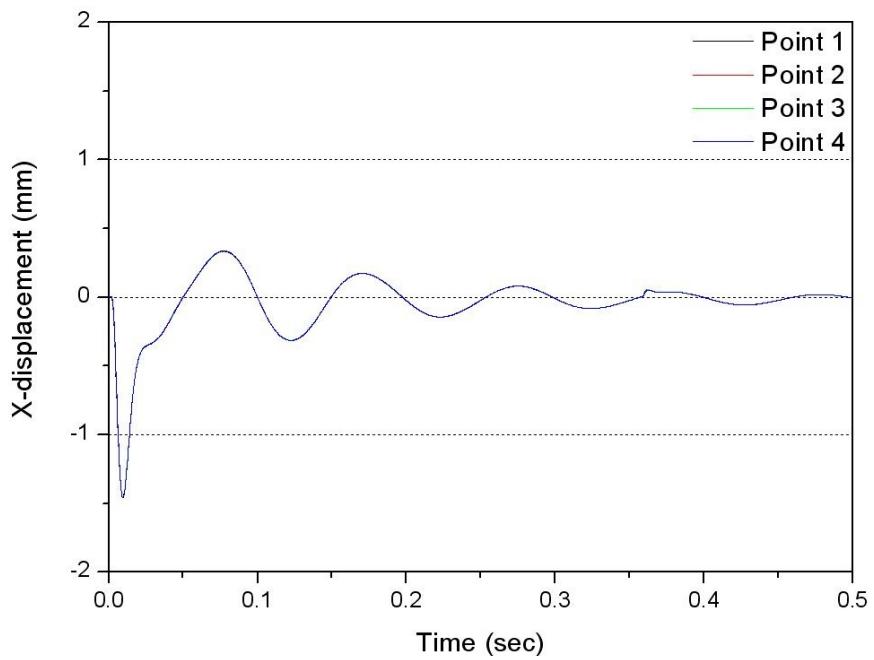


(a) X-displacement

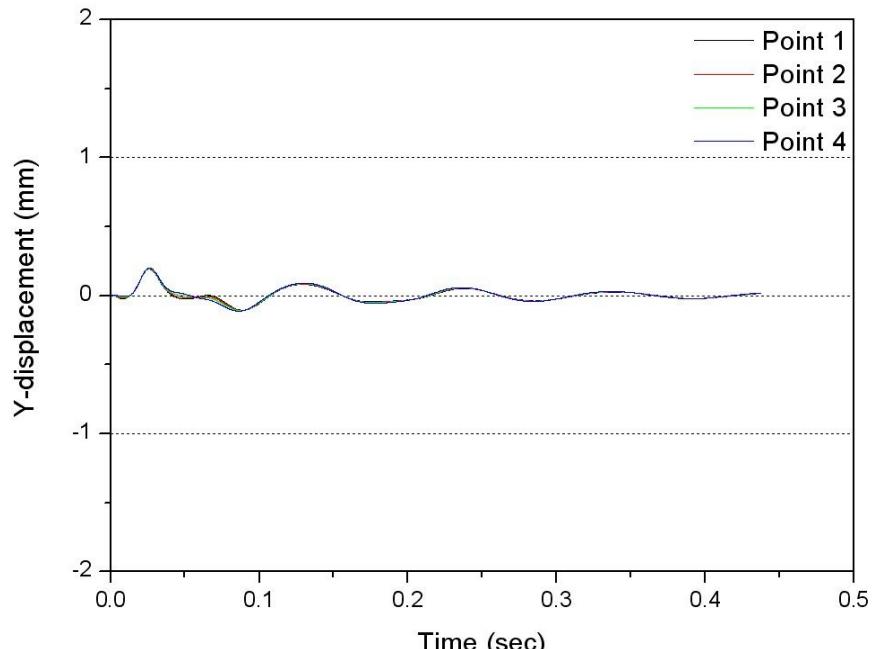


(b) Y-displacement

Figure 6.13 Displacement of A-line in pillar.

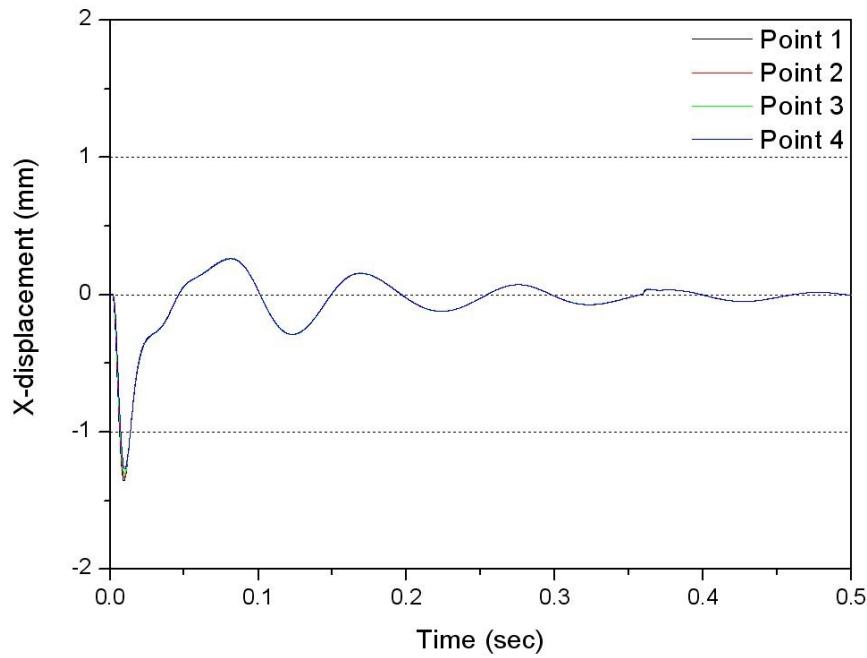


(a) X-displacement

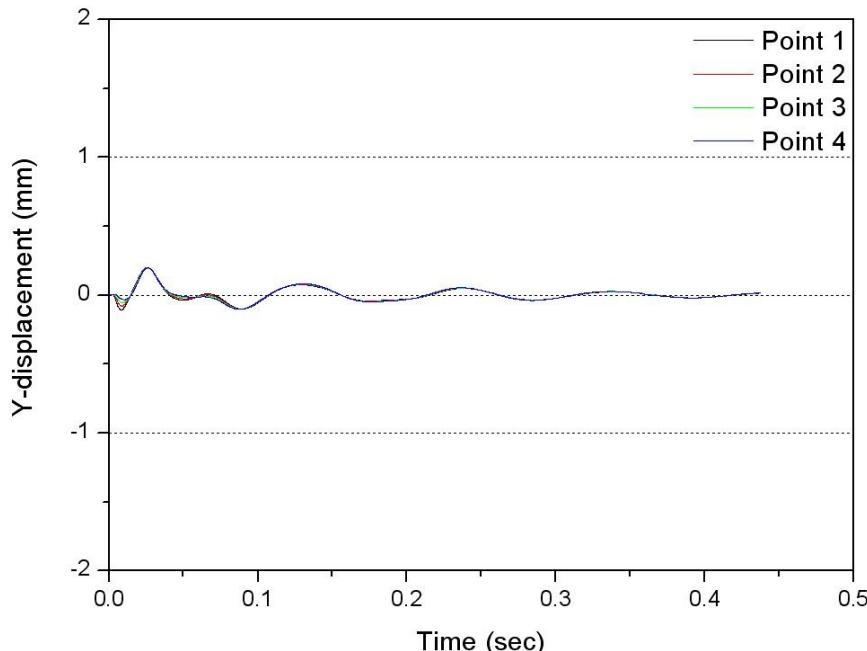


(b) Y-displacement

Figure 6.14 Displacement of B-line in pillar.

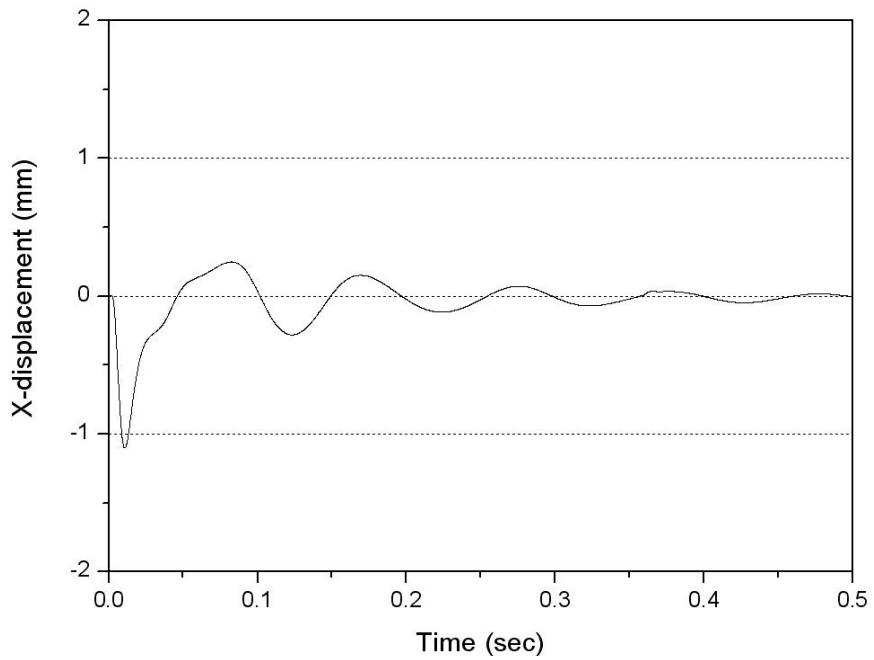


(a) X-displacement

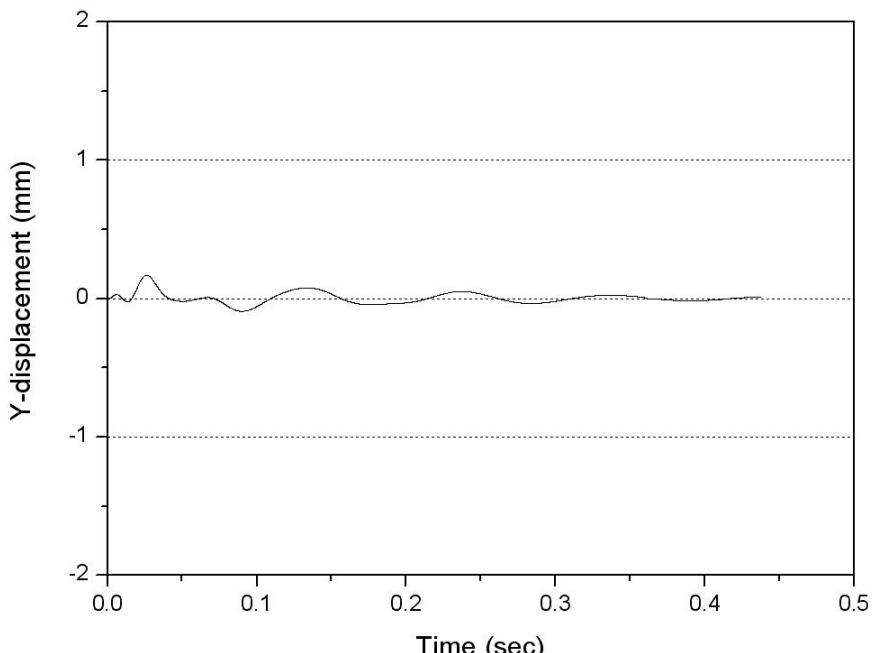


(b) Y-displacement

Figure 6.15 Displacement of C-line in pillar.



(a) X-displacement



(b) Y-displacement

Figure 6.16 Displacement of right bottom in pillar.

발파하중에 의한 광주 해석지점에서의 최대 발파진동속도와 변위는 Table 6.3에 나타내었다.

Table 6.3 Maximum blasting vibration velocity and displacement of each analysis point

Analysis point	Blasting vibration velocity (cm/s)		Displacement (mm)		
	X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction	
Left sidewall	Face 1	28.81	5.65	1.392	0.185
	Face 2	30.49	2.06	1.413	0.159
	Face 3	30.37	1.89	1.409	0.166
	Face 4	28.92	5.30	1.391	0.182
A-line	Point 1	30.11	2.34	1.403	0.181
	Point 2	30.17	2.04	1.396	0.182
	Point 3	30.08	2.00	1.385	0.183
	Point 4	29.97	1.96	1.376	0.187
B-line	Point 1	32.09	2.16	1.454	0.197
	Point 2	32.36	2.18	1.458	0.193
	Point 3	32.42	2.22	1.456	0.195
	Point 4	32.67	2.30	1.462	0.201
C-line	Point 1	28.33	3.15	1.354	0.201
	Point 2	28.01	2.37	1.334	0.199
	Point 3	27.49	2.39	1.306	0.199
	Point 4	26.55	2.45	1.268	0.198
Right bottom		21.79	2.41	1.103	0.169

6.3.3 비산석의 충격하중에 의한 해석 결과

(1) 충격진동속도

비산석의 충격진동에 의한 광주 주변의 X, Y 방향 진동속도를 Figure 6.17에 나타내었으며, 수치해석지점인 광주의 좌측벽면, A, B, C-Line, 광주 우측바닥에서의 시간에 따른 X, Y 방향의 진동을 Figure 6.6~6.10에 도시하였다.

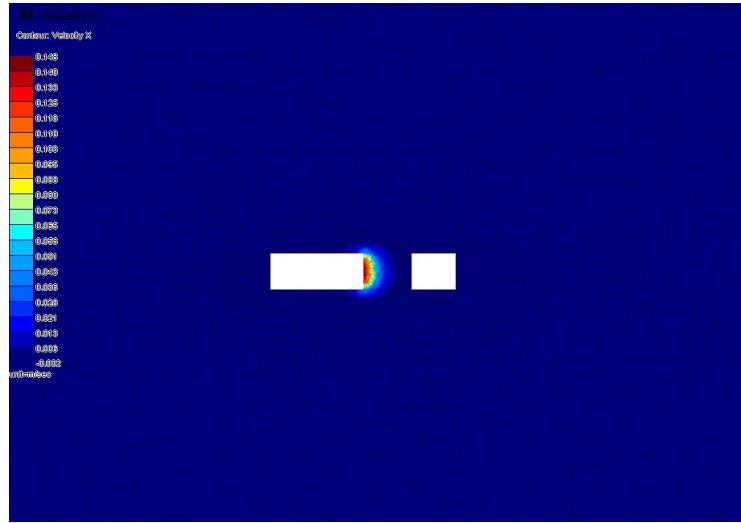
충격진동속도 분석결과 광주 좌측면에서 X 방향 진동속도의 경우 Face 1은 12.91 cm/s, Face 2는 14.94 cm/s, Face 3은 15.22 cm/s, Face 4는 12.86 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Face 1은 0.67 cm/s, Face 2는 0.28 cm/s, Face 3은 0.28 cm/s, Face 4는 0.36 cm/s로 분석되었다.

A-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 3.56 cm/s, Point 2는 2.87 cm/s, Point 3은 2.56 cm/s, Point 4는 2.43 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 0.30 cm/s, Point 2는 0.25 cm/s, Point 3은 0.22 cm/s, Point 4는 0.23 cm/s로 분석되었다.

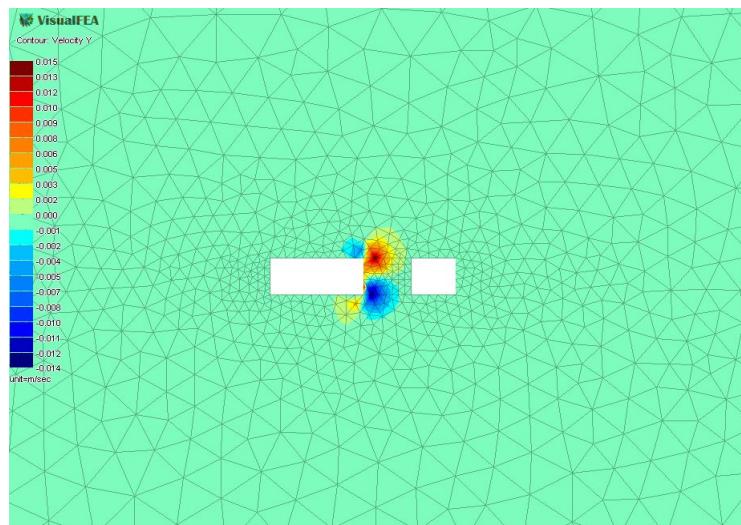
B-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 4.34 cm/s, Point 2는 3.41 cm/s, Point 3은 3.03 cm/s, Point 4는 2.90 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 0.14 cm/s, Point 2는 0.31 cm/s, Point 3은 0.26 cm/s, Point 4는 0.25 cm/s로 분석되었다.

C-line에서 X 방향 진동속도의 경우 Point 1은 2.44 cm/s, Point 2는 2.10 cm/s, Point 3은 1.88 cm/s, Point 4는 1.68 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 Point 1은 1.12 cm/s, Point 2는 0.83 cm/s, Point 3은 0.66 cm/s, Point 4는 0.56 cm/s로 분석되었다.

광주 우측 바닥면에서 X 방향 진동속도의 경우 1.02 cm/s, Y 방향 진동속도의 경우 0.46 cm/s로 분석되었다.



(a) X-direction



(b) Y-direction

Figure 6.17 Contour of vibration velocity by flyrock impact.

(2) 입자변위

비산석의 충격진동에 의한 광주 주변의 X, Y 방향 변위를 Figure 6.18에 나타내었으며, 수치해석지점인 광주의 좌측벽면, A, B, C-Line, 광주 우측바닥에서의 시간에 따른 X, Y 방향의 변위는 Figure 6.12~6.16에 도시하였다.

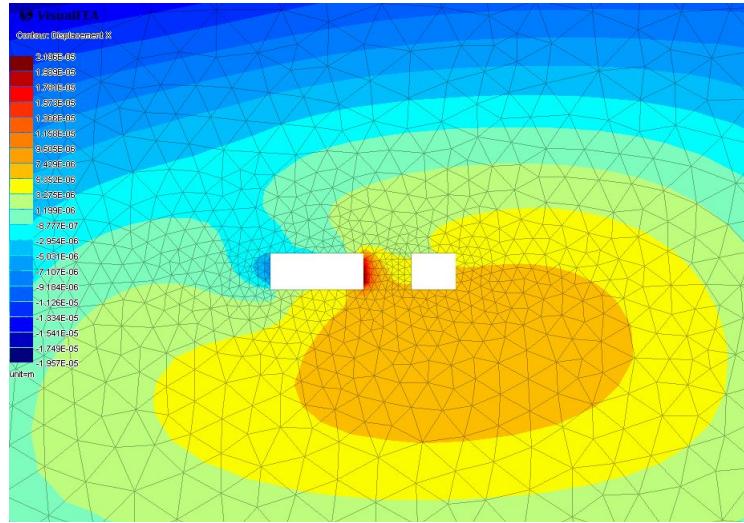
변위 분석결과 광주 좌측면에서 X 방향 변위의 경우 Face 1은 0.06452 mm, Face 2는 0.07310 mm, Face 3은 0.07079 mm, Face 4는 0.05982 mm, Y 방향 변위의 경우 Face 1은 0.01672 mm, Face 2는 0.01574 mm, Face 3은 0.01523 mm, Face 4는 0.01553 mm로 분석되었다.

A-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 0.05466 mm, Point 2는 0.05345 mm, Point 3은 0.05239 mm, Point 4는 0.05161 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.01666 mm, Point 2는 0.01463 mm, Point 3은 0.01309 mm, Point 4는 0.01201 mm로 분석되었다.

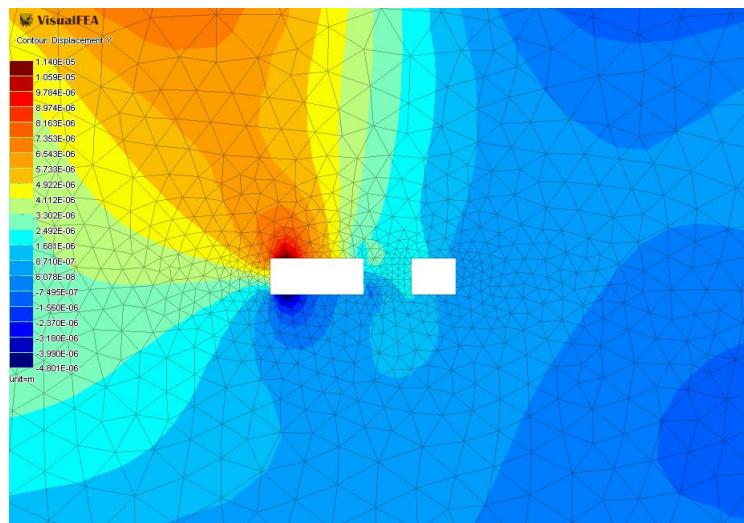
B-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 0.05618 mm, Point 2는 0.05456 mm, Point 3은 0.05313 mm, Point 4는 0.05239 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.01196 mm, Point 2는 0.01140 mm, Point 3은 0.01080 mm, Point 4는 0.01012 mm로 분석되었다.

C-line에서 X 방향 변위의 경우 Point 1은 0.04233 mm, Point 2는 0.04152 mm, Point 3은 0.04039 mm, Point 4는 0.03891 mm, Y 방향 변위의 경우 Point 1은 0.01072 mm, Point 2는 0.01040 mm, Point 3은 0.01010 mm, Point 4는 0.00910 mm로 분석되었다.

광주 우측 바닥면에서 X 방향 변위의 경우 0.03384 mm, Y 방향 변위의 경우 0.00643 mm로 분석되었다.



(a) X-direction



(b) Y-direction

Figure 6.18 Contour of displacement by flyrock impact.

충격 하중에 의한 광주 해석지점에서의 최대 충격진동속도와 변위는 Table 6.4에 나타내었다.

Table 6.4 Maximum shock vibration velocity and displacement by flyrock of each analysis point

Analysis point	Shock vibration velocity (cm/s)		Displacement (mm)	
	X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction
Left sidewall	Face 1	12.91	0.67	0.06452
	Face 2	14.94	0.28	0.07310
	Face 3	15.22	0.28	0.07079
	Face 4	12.86	0.36	0.05982
A-line	Point 1	3.56	0.30	0.05466
	Point 2	2.87	0.25	0.05345
	Point 3	2.56	0.22	0.05239
	Point 4	2.43	0.23	0.05161
B-line	Point 1	4.34	0.14	0.05618
	Point 2	3.41	0.31	0.05456
	Point 3	3.03	0.26	0.05313
	Point 4	2.90	0.25	0.05239
C-line	Point 1	2.44	1.12	0.04233
	Point 2	2.10	0.83	0.04152
	Point 3	1.88	0.66	0.04039
	Point 4	1.68	0.56	0.03891
Right bottom		1.02	0.46	0.03384
				0.00643

6.3.4 광주의 폭에 따른 진동속도

광주의 폭에 따른 진동속도 특성을 파악하기 위해 광주의 폭을 1.5~7.5 m까지 1 m 간격으로 변화시켜 분석을 수행하였다.

발파진동속도 분석결과, 광주 좌측면에서 X 방향 진동속도의 경우 Face 2 지점, Y 방향 진동속도의 경우 Face 1 지점에서 가장 높게 발생될 것으로 분석되었으며, 광주 폭이 1.5 m에서 5.5 m로 증가시 발파진동속도가 감소하는 경향을 보였으며, 광주 폭이 6.5 m 이상인 경우 큰 변화가 없는 것으로 분석되었다.

충격진동속도 분석결과, 발파진동속도와 동일하게 광주 좌측면에서 X 방향 진동 속도의 경우 Face 2 지점, Y 방향 진동속도의 경우 Face 1 지점에서 가장 높게 발생될 것으로 분석되었으며, 광주 폭이 1.5 m에서 2.5 m로 증가시 충격진동속도가 매우 크게 감소하는 경향을 보였으며, 광주 폭이 3.5 m 이상인 경우 큰 변화가 없는 것으로 분석되었다.

광주의 폭에 따른 발파 및 충격하중에 의한 광주 좌측 벽면에서의 최대 진동속도는 Table 6.5, 6.6에 나타내었다.

Table 6.5 Maximum blasting vibration velocity at each analysis point with pillar width
(unit; cm/s)

Direction	Analysis point	Pillar width (m)						
		1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5
X	Face 1	43.36	40.24	37.28	34.62	32.48	28.79	28.81
	Face 2	47.69	43.58	39.96	36.75	34.32	30.13	30.49
	Face 3	47.20	43.21	39.78	36.61	34.19	30.04	30.37
	Face 4	42.15	39.47	36.92	34.33	32.21	28.59	28.92
Y	Face 1	8.97	8.07	7.26	6.61	6.12	5.33	5.65
	Face 2	3.30	2.91	2.60	2.38	2.20	1.93	2.06
	Face 3	3.14	2.93	2.64	2.34	2.14	1.82	1.89
	Face 4	8.87	7.87	7.12	6.43	5.94	5.16	5.30

Table 6.6 Maximum shock vibration velocity at each analysis point with pillar width
(unit; cm/s)

Direction	Analysis point	Pillar width (m)						
		1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5
X	Face 1	17.91	14.13	13.32	13.15	13.12	13.11	12.91
	Face 2	22.47	16.12	15.01	14.78	14.74	14.73	14.94
	Face 3	22.20	16.04	14.96	14.74	14.70	14.69	15.22
	Face 4	17.34	13.85	13.10	12.94	12.91	12.91	12.86
Y	Face 1	2.75	1.75	1.10	0.81	0.78	0.77	0.67
	Face 2	1.29	0.79	0.61	0.58	0.57	0.56	0.28
	Face 3	1.09	0.72	0.44	0.28	0.27	0.27	0.28
	Face 4	2.72	1.62	1.03	0.65	0.46	0.36	0.36

7. 고찰

7.1 발파진동속도

수치해석에 의한 광주에서의 최대 진동속도는 Table 7.1과 같이 5개 지점(광주 좌측벽면, A, B, C-line, 광주 우측 바닥) 모두 X 방향 진동속도가 더 크게 나타났으며, 각 지점의 최대 진동속도는 광주 좌측벽면 Face 2 지점에서 30.49 cm/s, A-line Point 2 지점에서 30.17 cm/s, B-line Point 4 지점에서 32.67 cm/s, C-line Point 1 지점에서 28.33 cm/s, 광주 우측바닥에서 21.79cm/s로 나타났다.

Table 7.1 Maximum blasting vibration velocity at analysis points

Analysis point	Blasting vibration velocity (cm/s)	
	X direction	Y direction
Left sidewall	30.49 (Face 2)	5.65 (Face 1)
A-line	30.17 (Point 2)	2.34 (Point 1)
B-line	32.67 (Point 4)	2.30 (Point 4)
C-line	28.33 (Point 1)	3.15 (Point 1)
Right bottom	21.79	2.41

비산석의 이론적 비산거리(16.34 m)와 최대 지발당 장약량(34.30 kg)을 사용하여 현장계측과 회귀분석에 의해 도출된 자승근 및 삼승근 환산거리를 적용한 발파진동 예측식에 적용한 결과 발파진동은 18.92 cm/s로 나타났으며(식 5.3, 5.4), 수치해

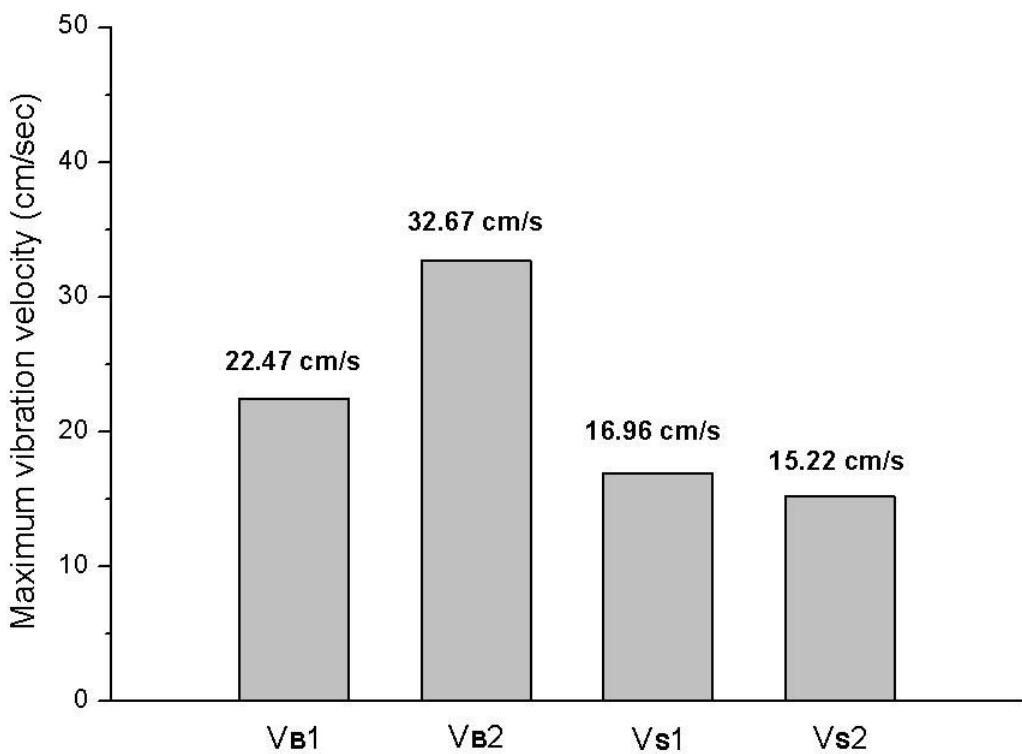
석에 적용된 지하채굴공동의 막장에서 광주까지의 거리(14.59 m)를 발파진동 예측식에 적용시 발파진동은 22.47 cm/s로 산정되었다. 또한 수치해석에 의한 발파진동 속도의 최대치는 B-line의 Point 4지점에서 32.67 cm/s로 나타나 수치해석에 의한 발파진동이 현장계측을 통한 발파진동 보다 높게 나타난 것을 알 수 있다.

7.2 충격진동속도

발파에 의한 파쇄암의 파쇄입도 분석 결과, 최대 파쇄입도(49.83 cm)의 비산석이 광주를 충격하였을 때의 이론적인 충격진동은 16.96 cm/s가 산정되었으며(Table 5.3), 수치해석에 의한 광주 좌측벽면의 최대 충격진동은 Face 3지점에서 X 방향진동속도 15.22 cm/s가 발생된 것으로 분석되었다. 또한 광주 좌측벽면의 충격진동이 광주내부의 A, B, C-line 및 우측바닥면의 충격진동보다 매우 크며, 충격진동의 감쇠가 매우 빠르게 진행되었음을 알 수 있다.

현장계측과 회귀분석을 통한 발파진동 예측식에 비해 비산암의 충격진동이 낮게 예측되어 광주의 손상 및 변형은 비산암의 충격진동보다 발파진동에 의한 영향이 더 클 것으로 판단된다. 그러나 광주에 충돌하는 실제 비산암편으로 인한 충격진동의 중첩효과를 고려한다면 광주에 가해지는 충격진동은 커질 것으로 예상되므로 발파진동 뿐만 아니라 충격진동 또한 광주설계시 중요한 인자로 사용되어야 할 것으로 사료된다.

Figure 7.1은 발파진동 예측식, 수치해석에 의한 발파진동과 비산석의 최대크기에 따른 이론적 충격진동 및 수치해석에 의한 충격진동을 비교하였다.



V_B1 ; Blasting vibration velocity by predictive equation

V_B2 ; Blasting vibration velocity by numerical analysis

V_s1 ; Theoretical shock vibration velocity by maximum size of flyrock
based on proposed equation by Perkin(1989)

V_s2 ; Shock vibration velocity by numerical analysis

Figure 7.1 Comparison of vibration velocities predicted by various methods.

7.3 광주규격(폭/높이)에 따른 진동속도 비교

광주규격(폭/높이)과 최대 발파진동 및 충격진동속도에 따른 상관식을 Table 7.2, 7.3에 나타내었다.

광주규격과 최대 발파진동속도에 대한 상관계수는 X, Y 방향 모두 $r=0.96\sim0.99$ 로 매우 높게 나타났으며, X 방향의 경우 광주 좌측벽면 Face 2 지점, Y 방향의 경우 Face 1 지점의 발파진동속도가 다른 지점에 비해 높게 나타날 것으로 분석되었다.

광주규격과 최대 충격진동속도에 대한 상관계수는 X 방향의 경우 $r=0.67\sim0.74$, Y 방향의 경우 $r=0.85\sim0.90$ 으로 Y 방향 충격진동 상관계수가 상대적으로 높게 나타났으며, X 방향의 경우 광주 좌측벽면 Face 2 지점, Y 방향의 경우 Face 1 지점의 충격진동속도가 다른 지점에 비해 높게 나타날 것으로 분석되었다.

광주규격에 따른 발파진동속도와 충격진동속도 중 최대 발생지점인 Face 2와 Face 1의 관계를 Figure 7.2, 7.3에 나타내었다.

Table 7.2 Equation of relationship between maximum blasting vibration and pillar size

Direction	Analysis point	Equation	Coefficient of correlation
X	Face 1	$y = -15.29x + 46.55$	$r = 0.99$
	Face 2	$y = -18.03x + 51.08$	$r = 0.98$
	Face 3	$y = -17.66x + 50.59$	$r = 0.99$
	Face 4	$y = -14.18x + 45.29$	$r = 0.99$
Y	Face 1	$y = -3.55x + 9.52$	$r = 0.97$
	Face 2	$y = -1.30x + 3.46$	$r = 0.96$
	Face 3	$y = -1.38x + 3.45$	$r = 0.98$
	Face 4	$y = -3.71x + 9.45$	$r = 0.98$

(note) y : vibration velocity (cm/s), x : pillar width / pillar height

Table 7.3 Equation of relationship between maximum shock vibration and pillar size

Direction	Analysis point	Equation	Coefficient of correlation
X	Face 1	$y = -3.69x + 16.72$	$r = 0.74$
	Face 2	$y = -5.49x + 20.23$	$r = 0.70$
	Face 3	$y = -5.12x + 19.92$	$r = 0.67$
	Face 4	$y = -3.32x + 16.19$	$r = 0.73$
Y	Face 1	$y = -1.83x + 2.60$	$r = 0.86$
	Face 2	$y = -0.75x + 1.23$	$r = 0.87$
	Face 3	$y = -0.75x + 1.04$	$r = 0.85$
	Face 4	$y = -2.18x + 2.66$	$r = 0.90$

(note) y : vibration velocity (cm/s), x : pillar width / pillar height

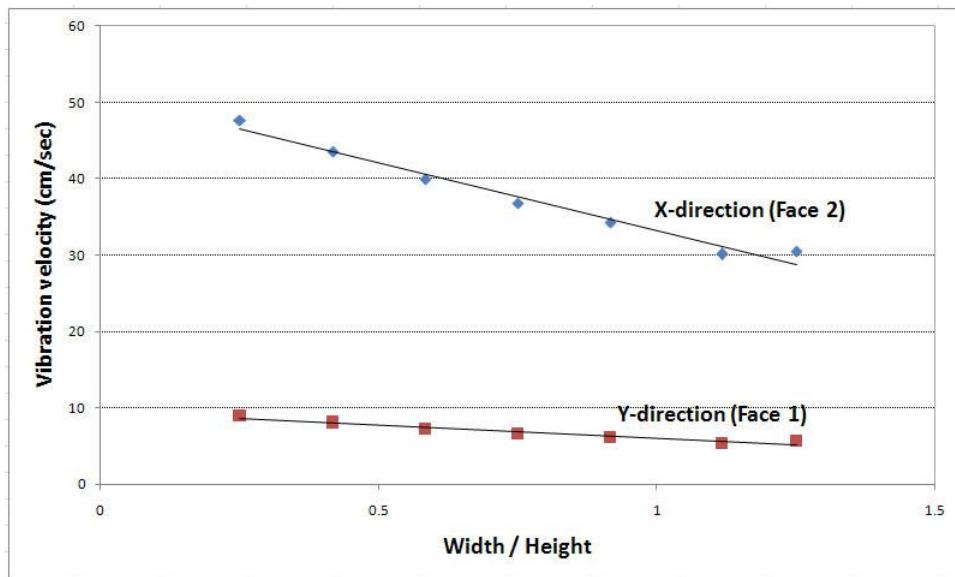


Figure 7.2 Relationship between maximum blasting vibration velocity and pillar size.

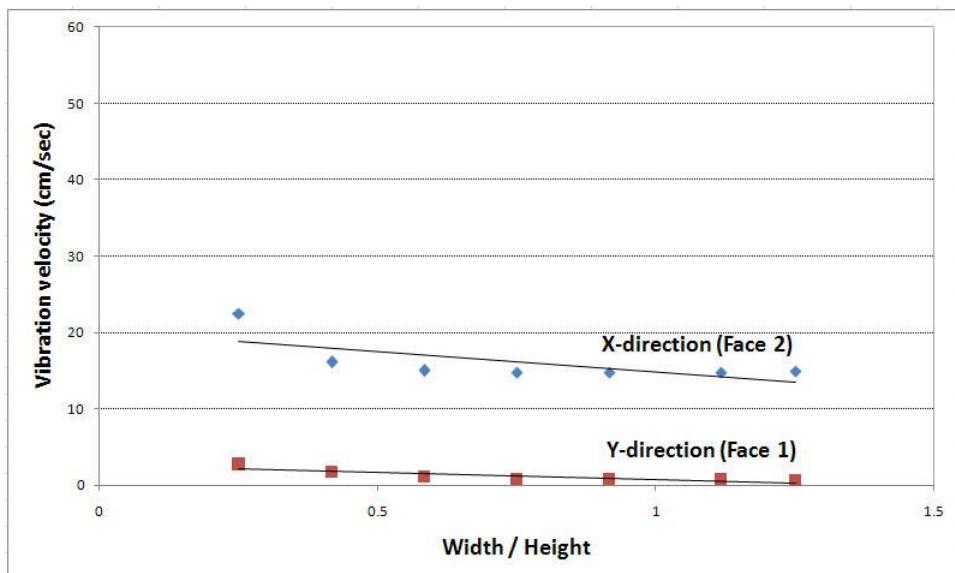
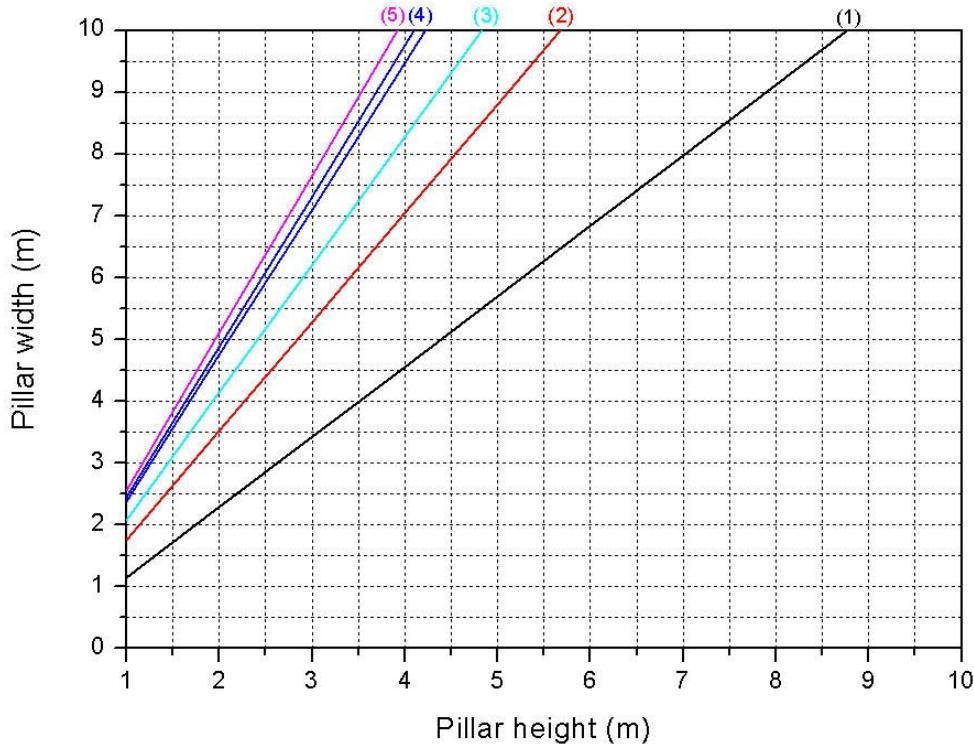


Figure 7.3 Relationship between maximum shock vibration velocity and pillar size.

광주규격에 따른 수치해석 결과 최대 발파진동이 발생된 Face 2 지점의 상관식 ($y = -18.03x + 51.08$)과 Langefors and Kilhstrom(1973)의 발파진동 피해 수준을 적용하여 광주의 높이와 폭에 따른 피해상태를 Figure 7.4에 도시하였다.



- (1) PPV = 30.48 cm/sec ; fall of rocks in unlined tunnels
- (2) PPV = 19.30 cm/sec ; 50% Probability of major plaster damage
- (3) PPV = 13.72 cm/sec ; 50% Probability of minor plaster damage
- (4) PPV = 7.11~8.38 cm/sec ; threshold of damage from close-in blasting
- (5) PPV = 13.72 cm/sec ; safe blasting criterion for residential structures
recommended by U.S.B.M

(note) (1)~(5) ; nature of damage by Langefors and Kilhstrom(1973)

Figure 7.4 Damage level by pillar width and pillar height.

8. 결 론

주방식 지하채광에서 광주의 설계는 채수율과 관련되어 경제성에 직접적인 영향을 미치며, 채굴과정에서 천반 및 측벽의 붕락이 발생되면 후퇴하거나 붕락지역 앞부분의 광석은 채굴할 수 없어 방치되기 때문에 유용 자원을 사장시키는 원인이 된다. 또한 채광을 위한 발파작업시 발파진동 및 암편의 비산과 계속되는 발파작업으로 인한 광주의 피로현상에 의해 인접 광주의 변형 및 파괴가 발생되며, 이로 인해 채굴공동의 붕락현상이 발생되기도 하므로 안정성 측면에서도 광주의 설계는 매우 중요하다. 따라서 발파암의 비산 및 발파진동으로 인한 광주 안정성 영향도 광주 설계시 고려할 필요가 있다. 본 연구는 채광장 발파단면의 암질을 조사, 반영한 발파설계 패턴에 따른 광주의 변형거동을 분석하고 이를 기초로 채광광주 보호를 위한 안정적인 채광발파 설계 지침을 제공하기 위한 목적으로 수행되었다.

본 연구에서는 채굴공동 암반의 특성을 파악하기 위해 불연속면 조사 및 암반평가를 실시하였으며, 다양한 실내실험을 실시하여 암석의 물성치를 측정하였다. 또한 지하채굴공동의 발파진동 계측을 통한 발파진동 예측식 도출, 암반손상권 분석 및 광주의 내공변위 계측을 통해 채굴공동 굴착에 따른 광주의 변형여부를 조사하였으며, 채굴공동의 발파시 발생되는 비산석의 파쇄입도 분석과 비산거리 측정을 통하여 광주에 가해지는 이론적인 충격진동과 유한요소해석에 의한 발파진동 및 비산석이 광주에 충돌하였을 때의 충격진동을 비교, 분석하였다. 또한, 광주규격(폭/높이)에 따른 발파진동 및 충격진동의 특성을 유한요소해석을 통하여 분석하였다. 이상의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구지역은 석탄기(평안누총군) 갑산층의 중부석회암대에 발달되는 석회암으로서 불연속면을 조사한 결과, 189/72, 161/40, 270/63인 세 개의 주 절리군이 분석되었다. RMR 암반분류 결과, 강도는 70~76점, 광주는 72~74점으로 II등급, Q-system에 의한 암반분류 결과, 강도는 16.6~50점, 광주는 33~100점으로 III~IV등급으로 분류되었다.

2. 갱도에서 블록시험편을 채취하여 NX 크기의 코어 시험편을 제작하여 ISRM 및 ASTM에 의거하여 다양한 실내실험을 수행한 결과, 비중 2.7 g/cm^3 , 흡수율 0.195%, 공극률 0.535%, P파 속도 5163 m/sec, S파 속도 2832 m/sec, 일축압축강도 912 kgf/cm^2 , 탄성계수 $3.73 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 프와송비 0.261, 인장강도 104 kgf/cm^2 , 접착력 186 kgf/cm^2 , 내부마찰각 48.7° 로 측정되었다.

3. 갱도 규격은 상·하단의 간격이 20~25 m, 갱도 폭은 6~10 m(B) \times 6 m(H)로서 발파패턴은 천공경 $\phi 45 \text{ mm}$, 공간격 0.8~1.8 m, 최소저항선 0.8~1.6 m이며, 심발공법은 V컷, 심발각도 $60\text{--}70^\circ$, 천공장 3.8 m, 굴진장 3.5 m이며, 공당 장약량은 전폭약 New Emulite 150($\phi 25$) 0.1 kg(1EA)과 ANFO 3.00~3.33 kg/hole을 사용하였다. 발파진동 계측결과 이격거리 22~242 m에서 최대입자속도(PPV)는 0.27~8.53 cm/s로 계측되었다.

4. 발파진동 계측자료를 이용한 발파진동 예측식은 다음과 같다.

(1) 자승근

$$\begin{array}{ll} 50 \% \text{ 신뢰수준} & V = 89.98(D/\sqrt{W})^{-1.52} \\ 95 \% \text{ 신뢰수준} & V = 177.11(D/\sqrt{W})^{-1.52} \quad r^2 = 0.83 \end{array}$$

(2) 삼승근

$$\begin{array}{ll} 50 \% \text{ 신뢰수준} & V = 220.36(D/\sqrt[3]{W})^{-1.52} \\ 95 \% \text{ 신뢰수준} & V = 433.72(D/\sqrt[3]{W})^{-1.52} \quad r^2 = 0.83 \end{array}$$

5. 지하채굴공동 발파로 인한 광주의 변위를 파악하기 위해 광주의 상단, 중앙, 하단부의 3개소(변위계-I)와 직교로 설치된 3개소(변위계-II)에서의 변위측정 결과, 변위계-I A 측점에서는 0.266~0.346 mm, 변위계-I B 측점에서는 0.240~0.586 mm, 변위계-I C 측점에서는 0.213~0.427 mm, 변위계-II A 측점에서는 0.160~0.346 mm, 변위계-II B 측점에서는 0.160~0.346 mm, 변위계-III C 측점에서는 0.293~0.479 mm로서 매우 낮은 변위가 계측되었다.

6. 암반손상권 분석결과, 임계진동속도는 143.95 cm/s, 측벽부에서는 1.63 m, 바닥부에서는 1.74 m까지 암반손상권이 발생될 것으로 분석되었다. Rosin-Rammler model에 의한 파쇄입도 분석결과, 평균 파쇄입도는(F_{50}) 17.57 cm, 최대 파쇄입도(F_{100})는 49.83 cm로 분석되었다.

7. 지하채굴공동 발파시 V컷의 비산거리 실험식(Dupont Inc.)을 적용한 결과, 이론적 비산거리는 16.34 m로 산정되었고, 발파시 실제 측정한 비산거리는 이론적인 비산거리 보다 면 31~49 m로 측정되었다. 이는 채굴공동 발파의 특성상 심폐기의 과장약과 ANFO 사용으로 장약장의 증대에 따른 장약비중과 장약밀도의 상승 및 비산석의 최초 낙하거리가 아닌 갱도 바닥에서의 이동거리로 인한 것으로 판단된다.

8. 발파암의 파쇄입도 분포에서 발생빈도가 높고 입도가 커서 광주에 대한 충격량이 클 것으로 예상되는 F_{40} , F_{50} , F_{60} , F_{70} , F_{80} , F_{90} , F_{100} 을 대상으로 하여 비산석이 광주의 표면과 충돌했을 때의 충격진동은 6.94~16.96 cm/s로 산출되어 발파진동 예측식에 비해 최대 75 %의 진동수준이 발생할 것으로 나타났다.

9. 수치해석에 적용된 지하채굴공동의 막장에서 광주까지의 거리(14.59 m)를 발파진동 예측식에 적용시 발파진동은 22.47 cm/s로 산정되었다. 또한 수치해석에 의한 발파진동속도의 최대치는 광주의 B-line Point 4지점에서 32.67 cm/s로 나타나 수치해석에 의한 발파진동이 예측식에 의한 발파진동 보다 높게 나타날 것으로 분석되었다.

10. 비산석이 광주에 충돌했을 때, 수치해석에 의한 광주 좌측벽면의 최대 충격진동은 Face 3지점 X 방향 진동속도로서 15.22 cm/s로 나타났으며, 비산석의 최대 입자크기에 따른 이론적인 충격진동인 16.96 cm/s의 90%로서 유사한 진동수준으로 분석되었으며, 발파진동 예측식의 68% 진동수준으로 분석되었다. 또한 광주 좌측벽면의 충격진동이 광주내부의 A, B, C-line 및 우측바닥면의 충격진동보다 매우 크

며, 충격진동의 감쇠가 매우 빠르게 진행됨을 알 수 있다. 현장계측과 회귀분석을 통한 발파진동 예측식에 비해 비산암의 충격진동이 낮게 예측되어 광주의 손상 및 변형은 비산암의 충격진동보다 발파진동에 의한 영향이 더 클 것으로 판단된다. 그러나 광주에 충돌하는 실제 비산암편으로 인한 충격진동의 중첩효과를 고려한다면 광주에 가해지는 충격진동은 커질 것으로 예상되므로 발파진동 뿐만 아니라 충격진동 또한 광주설계시 중요한 인자로 사용되어야 할 것으로 사료된다.

11. 광주규격(폭/높이)에 따른 발파진동 및 충격진동의 특성을 유한요소해석을 통하여 분석한 결과, 발파진동속도는 광주규격이 0.25에서 0.92로 증가시 발파진동속도가 감소하는 경향을 보이고, 1.08 이상인 경우 큰 변화가 없는 것으로 분석되었으며, 충격진동속도는 광주규격이 0.25에서 0.42로 증가시 충격진동속도가 매우 크게 감소하는 경향을 보이고, 0.58 이상인 경우 큰 변화가 없는 것으로 분석되었다. 따라서, 광주규격과 좌측벽면에서의 최대 진동속도(Face 2)의 상관식을 통해 발파진동 피해 수준(Langefors and Kilhstrom, 1973)에 따른 광주규격을 결정할 수 있을 것으로 판단된다.

12. 지하채굴공동에서 광주설계시 발파진동 예측식의 적용 뿐만 아니라 이론적인 비산식의 충격진동, 수치해석에 의한 광주에 가해지는 충격진동을 고려하여 발파설계를 수행한다면 근접한 광주의 안정성이 증가할 것이며, 지하채굴공동, 수직구, 터널 등의 암반 및 인공구조물에 대해 발파진동 및 비산식에 의한 충격진동의 영향을 검토하는데 유용할 것으로 판단된다. 또한 비산속도, 암종, 심발공법 및 발파패턴 등에 따른 충격진동의 특성에 대한 현장실험과 충분한 연구가 필요할 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. 강추원, 2004, 화약과 산업응용, 구미서관, pp. 87~103.
2. 강추원, 2005, 발파공학 A to Z, 구미서관, pp. 441~452.
3. 강추원, 2009, 제2판 발파공학 A to Z, 구미서관.
4. 고영선, 이기락, 김종우, 1996, 낙하충격에 의한 지반진동특성에 관한 연구, 산업과학연구 Vol. 14.
5. 권상기, 조원진, 2007, 발파에 의한 터널주변 암반 손상대 발생 평가, 대한화약발파공학회지, Vol. 25, No. 1, pp. 15~29.
6. 김종훈, 1997, 발파와 낙하충격에 의한 지반진동의 주파수 특성 및 점성 감쇄율에 관한 연구, 강원대학교 석사학위논문.
7. 김재극, 1997, 산업화약과 발파공학, 서울대학교 출판부.
8. 대한광업진흥공사, 2002, 정밀조사보고서 (석회석, 영월-토교·제천-두학지구).
9. 대한화약기술학회, 2001, 발파진동소음 계측과 자료처리, pp. 23~30.
10. 류창하, 1995, 발파에 의한 지반진동의 수준 및 주파수특성 예측, 자원공학회 64차 연구발표회, pp. 326~335.
11. 박진우, 이정인, 류창하, 1995, 낙하충격에 의한 지반진동 크기 및 주파수 특성에 관한 연구, 한국시스템공학회지 95년도 춘계총회, pp. 14~19.
12. 박훈, 석철기, 2009, 대단면 철근 콘크리트 특수구조물 발파해체 시공 사례, 한

국암반공학회지, Vol. 19 No. 5, pp. 397~406.

13. 선우춘, 류창하, 최병희, 2001, 영상처리기법에 의한 발파 파쇄암의 파쇄도 측정, 대한화약발파공학회지 Vol. 19, No. 2, pp. 6~8.
14. 신희순, 선우춘, 이두화, 2000, 토목기술자를 위한 지질조사 및 암반분류.
15. 양형식, 주재성, 1990, 노천굴 발파의 진동특성과 입지상수 결정에 관한 연구, 한국자원공학회지, Vol. 27, pp. 316~323.
16. 양형식, 1992, 발파진동학, 구미서관.
17. 이인모, 2001, 암반역학의 원리, 세론.
18. 이인모, 이형주, 박봉기, 윤현진, 이상돈, 2003, 굴착선 주변공 발파의 암반손상을 고려한 터널 안정성 검토, 한국지반공학회논문집, Vol. 19, pp. 167~178.
19. 이재영, 안성율, 2006, 실무 유한요소해석 입문, VisualFEA 기초에서 실무, (주)싸이텍이엔씨.
20. 임대규, 임영기, 2004, 발파해체시 낙하충격진동 예측에 관한 연구, 대한화약발파공학회지 Vol.22, No. 3, pp. 43~55.
21. 임한옥 외, 2000, 환경오염 저감을 위한 석회석 광산개발방안에 대한 연구, 한국암반공학회, 한국암반공학회지, Vol. 10, pp. 81~91.
22. 장명환, 양형식, 1999, 암반구조물의 수치해석을 위한 입력자료의 비교분석, 한국암반공학회지, Vol. 9, No. 3, pp. 221~229.
23. 장수호, 신일재, 최용근, 이정인, 2000, 발파에 의한 터널 주변 암반의 손상영역

평가에 관한 연구, 한국지반공학회논문집, Vol. 16, pp. 130~132.

24. 정용훈, 2006, 발파에 의한 굴착손상영역의 수치해석적 산정, 서울대학교 박사학위논문.
25. 정주환, 양형식, 최병희, 류창하, 2006, 발파손상영역에 관한 문헌 고찰, 2006 대한화약발파공학회 추계학술발표회, pp.67~73.
26. 정철호, 정상문, 이철, 1993, 암발파 진동측정 사례 분석, 93년도 봄 학술발표회 논문집 지반공학과 터널기술, Vol. 0, No. 0, pp. 59~62.
27. 조규용, 강추원, 고진석, 2008, 충격진동 예측방법에 관한 새로운 방법 제안, 대한화약발파공학회지, Vol. 26, No. 1, pp.15~21.
28. 코오롱건설주식회사, 한국자원연구소, 1995, 건물발파해체를 위한 제어발파 설계기술 개발, 건설교통부, pp. 105~111.
29. 한공창, 선우춘, 류창하, 최병희, 김인균, 송원경, 김인기, 1997, 채석 및 석재 가공 기술연구(II), 한국자원연구소, pp. 6~10.
30. Ambraseys, N. R. and A. J. Hendron, 1968, Dynamic Behavior of Rock Masses, in Rock Mechanics in Engineering Practice, pp. 203 ~ 227.
31. Andan, O., N. Tokashiki, T. Seiki and F. Ito, 1983, Deformability and strength of discontinuous rock masses, Int. Conf. on Fractured and jointed Rock Masses, Lake Tahoe, pp. 256~263.
32. Andan, O., 1992, A comparative study on various averaging techniques for modeling heterogeneous media, The 6th Computational Mechanics Symposium, Tokyo, pp. 281~288.

33. Archibald, J., 1976, Blasting Vibration Laboratory Manual, Kingston, Ontario, Canada: Queen's University, Mining Engineering Department.
34. Ash, R. L., 1973, The Influence of Geological Discontinuities on Rock Blasting, Unpublished doctoral dissertation, University of Minnesota.
35. Atlas power company, 1987, Explosive and rock blasting, Atlas power company.
36. Bäckblom, G. and C. D. Martin, 1999, Recent experiments in hard rocks to study the excavation response: Implications for the performance of a nuclear waste geological repository, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 14, No. 3, pp. 377~394.
37. Barton, N., R. Lien and J. Lunde, 1974, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol. 6, pp. 189~239.
38. Beer, G., 1985, An isoparametric joint/interface element for finite element analysis. Int. J. Num. Meth. In Eng. Vol. 21, pp. 585~600.
39. Bell, F. G., 1992, Engineering in Rock Masses, Butterworth-Heinemann Ltd.
40. Bhandari, S., 1997, Engineer Rock blasting operations, Taylor & Francis, pp. 284~304.
41. Bicholls, H., C. Johnson and W. Duvall, 1971, Blasting Vibrations and Their Effects on Structures, Bulletin 656.
42. Bieniawski, Z. T., 1973, Engineering Classification of joint Rock Masses, Transaction, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, pp.

335~344.

43. Bieniawski, Z. T., 1982, Improved design of room and pillar coal mining, Final Technical Rept, Grant No. DE-FG01-11428.
44. Bollinger, G. A., 1971, Blasting vibration analysis, Southern Illinois University press, carbondale.
45. Crandell, F. J., 1949, Ground Vibration Due to Blasting and Its Effect Upon Structures, J. Bon Soc. of Civil Engineering, pp. 222~245.
46. Cunningham, C., 1983, The Kuz-Ram model for production of fragmentation from blasting, 1 st Symp. on rock fragmentation by blasting, Lüles.
47. Dowding, C. H., 1985, Blast Vibration monitoring and Control, Prentice-Hall, pp. 61~62.
48. Dowding, C. H., 1996, Construction vibrations, Prentice Hall, pp. 19~24, pp. 43~44.
49. Dupont Co., 1980, Blaster's Hand Book, 16th Edition.
50. Duvall, W., C. Johnson, A. Meyer and J. Devine, 1963, Vibrations from instantaneous and millisecond delayed blasts, RI 6151.
51. Faddeevkov, N. N., 1975, Application of the Rosin-Rammler law to the analysis of the grain size composition of blasted rock, Institute of Mining, No. 1, Jan. -Feb.
52. Federal Highway Admi., 1985, Rock Blasting, US DEPT OF TRANSPORTATION.

53. Folchi, R., 1992, Demolition of an Industrial Building in an urban site, jr. of Explosives Engineering, Vol. 10. No. 1.
54. Forsyth, W. W., 1993, A discussion of blast-induced overbreak around underground excavation, In: Proceedings of 4th International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, pp. 161~166.
55. Ghaboussi, J., E. L. Wilson and J. Isenberg, 1973, Finite element for rock joints and interfaces. J. of the Soil Mech. And Found. Div. Proc. of A.S.C.E., Vol. 99, No. SM10, pp. 833~848.
56. Giger. H. M. and R. J. Krizek, 1977, Estimate for bearing capacity of a prismatic pillar, Rock Mech., 9, pp. 189~211.
57. Goodman, R. E., 1974, The mechanical properties of joints, Proc. 3rd Int. Congr. ISRM, Denver, Colorado, Vol. 1, Part A, pp. 127~140.
58. Goodman, R. E., 1976, Methods of geological engineering in discontinuous rock. St. Paul : West Publishing Company.
59. Goodman, R. E. and C. St. John, 1997, Finite element analysis for discontinuous rocks. In Numerical Methods in Geotechnical Engineering, C. S. Desai and J. T. Christian (ED.), McGraw-Hill.
60. Goodman, R. E., 1989, Introduction to rock mechanics (2nd Ed.). John Wiely & Sons.
61. Gour, C. Sen., 1995, Blasting Technology: For Mining and Civil Engineers, UNSW Press.
62. Hardy, M. P., and J. F. T. Agapito, 1975, Pillar design in underground oil

- shale mines, Proc. 16 th Symp. on Rock Mechanics, Minesotapolis, pp. 257~266.
63. Hino, U., 1956, Fragmentation of Rock through Blasting, Quarterly of the Colorado School of Mines, pp. 51, 189.
64. Holmberg, R. et al., 1993, Rock blasting and explosives engineering, CRC press, pp. 244~245.
65. Holmberg, R. and P. Persson, 1979, Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage, Proc. of IMM Tunnelling '79 Conference, pp. 3~6.
66. Holmberg, R., 1979, Results form single shot ground vibration measurements, Report Swedish Detonic Research Foundation, DS. 9.
67. Holmberg, R., 1982, Charge Calculations for Tunnelling, Underground Mining Methods Handbook.
68. Hustrulid, W. A., 1976, A review of coal pillar strength formules, Rock Mech., pp. 115~145.
69. Ingvar Bogdanoff, 1996, Vibration measurements in the damage zone in tunnel blasting, Proc. of 5th Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, pp. 177~185.
70. Jimeno, C. L. et al., 1995, Drilling and blasting of rocks, Taylor & Francis, pp. 339~360.
71. Johansson, C. H. and P. A. Persson, 1970, Detonics of High Explosives, New York, Academic Press.

72. Keil, L. D., A. S. Burgess, Nielsen and A. Koropatnick, 1977, Blast Vibration Monitoring of Rock Excavation, CAN. GEOTECH, Vol. 14.
73. Kim, C. H., C. I. Lee and Y. Sun, 1986, The effect of pillar width on stress distribution around caverns in viscoelastic rock, proc. on Int. Sym. on LRC, Helsinki, Finland, Vol. 2, pp. 1293~1304.
74. Konya, C. J. and E. J. Walter, 1985, Rock Blasting & Overbreak Control, United States Government Printing.
75. Krauland, N. and P. E. Soeder, 1987, Determining pillar strength from pillar failure observations, Engineering and mining Journal, pp. 34~40.
76. Kuznetsov, V. M., 1973, The mean diameter of the fragments formed by blasting rock, Soviet Mining Sci. 9, pp. 144~148.
77. Lange fors, U. and B. Kihlström, 1978, The Modern Technique of Rock Blasting, Third edition.
78. Larsson, B., 1974, Blasting of low and high benches, fragmentation from production blasting, Swedish Rock Blasting Committee, Stockholm, Sweden, pp. 247~271.
79. Leet, L. D., 1960, VIBRATIONS FROM BLASTING ROCK, Harvard Uni. Press.
80. Leet, L. D., 1951, Blasting vibrations' effects, Hercules Powder Company.
81. Lewis O., 1999, The effect of vibrations and environmental forces, ISEE, pp. 107~114.

82. Liu, Q. and P. Tidman, 1995, Estimation of the dynamic pressure around a fully loaded blasthole, Technical Report MRL 95-104, CANMET/MRL, pp. 15.
83. Lundborg, N., R. Holmberg and Persson, 1978, P.-A, Relation between vibration, distance and charge weight, Report Swedish committee for building research, R. 11.
84. Malmgren, L., D. Saiang, J. Töyrä and A. Bodare, 2007, The excavation disturbed zone (EDZ) at Kiirunavaara mine, Sweden-by seismic measurements, Journal of Applied Geophysics, Vol. 61, No. 1, pp. 1~15.
85. Mitri, H. S., R. Edrissi and J. Henning, 1994, Finite element modelling of cable-bolted stopes in hard rock underground mines. Presented at the SME annual Meeting, Albuquerque. New Mexico, pp. 14~17.
86. Morhard and Robert, C., 1987, Explosive and Rock Blasting, Atlas powder company, pp. 157~201.
87. NEA, 2002, Characterization and representation of the excavation disturbed or damaged zone (EDZ), NEA/RWM(2002)1.
88. NHI, 1991, Rock Blasting and Overbreak Control, U. S. National Highway Institute, pp. 229~293.
89. Nordlund, E. and L. Jing, 1989, Distinct element modeling of jointed rock pillars, Proc. 1 st US Conf. On DEM, Golden, Colorado.
90. Olofsson, Stig O., 1990, Applied Explosives Technology for Construction and Mining, pp. 219~221.
91. Olofsson, Stig O., 1998, Applied explosives technology for construction and mining, Applex Publisher, Arla, Sweden.

92. Pal Roy, P., 2005, Rock Blasting: Effects and Operations, Taylor & Francis.
93. Perkin, M. A., 1989, Explosives Engineering Handbook.
94. Persson, P. A., N. Lundborg and C. H. Johansson, 1970, The Basic Mechanism in Rock Blasting. Proceedings of the 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics, Belgrade.
95. Persson, P. A., P. Holmberg and J. Lee, 1994, Rock Blasting and Explosives Engineering, CRC press.
96. Price, R. H. and S. J. Bauser, 1985, Analysis of the elastic and strength properties of Yucca Mountain tuff, Nevada, 26th US Symposium on Rock Mechanics 1 (Rapid City), pp. 89~96.
97. Pusch, T. and R. Stanfors, 1992, The zone of disturbance around blasted tunnels at depth, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 29, No. 5, pp. 447~456.
98. Richard, A. Dick. and L. R. Fletcher, 2004, Explosives And Blasting Procedures, University Press of the Pacific, U. S. Bureau of Mines.
99. Robert, C. and Morhard, 1987, Explosives and rock blasting, Atlas Powder Company, pp. 164~167.
100. Sato, T., T. Kikuchi and K. Sugihara, 2000, In-situ experiments on an excavation disturbed zone induced by mechanical excavation in Neogene sedimentary rock at Tono mine, central Japan, Engineering Geology, Vol. 56, No. 1~2, pp. 97~108.

101. Simmons, G. R. and P. Baumgartner, 1994, The disposal of Canada's nuclear fuel waste: engineering for a disposal facility, AECL Research, AECL-10715.
102. Siskind, D. E., M. S. Stagg, J. W. Kopp and W. I. Duvall, 1971, Blasting Vibrations and Their Effects on Structures, USBM, Bulletin 656, pp. 105.
103. Siskind, D. E., 2000, Vibrations from Blasting, International Society of Explosives Engineers.
104. Stille, H., T. Groth, and Fredriksson, 1982, FEM Analysis of Rock Mechanics Problems by JOBFEM, Swedish Rock Engineering Research Foundation Publication, No. 307, pp. 1~8.
105. Wagner, 1995, H Post-Failure behaviour of coal pillars, Mechanics of jointed and faulted rock, Proceeding of the second international conference on the mechanics of jointed and faulted rock, pp. 801~805.
106. Wang, Hao, 2007, Controlled Blasting Demolition of a High Building whit Super-thin Wall Structure by Multi-direction Collapsing, The Asian-Pacific Symposium on Blasting Techniques 2007, Kunming, pp. 273~277.
107. Wu, F., J. Liu, T. Liu, H. Zhuang and C. Yan, 2008, A method for assessment of Excavation Damaged Zone(EDZ) of a rock mass and its application to a dam foundation case, Engineering Geology.
108. Yang, R. L., P. Rocque, P. Katsabanis and W. F. Bawden, 1993, Blast damage study by measurement of blast vibration and damage in the area adjacent to blast hole, Proc. of 4th Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, pp. 137~144.

감사의 글

본 논문을 마무리하면서 감사의 글을 작성하고자 하니 학부시절과 석, 박사과정의 대학원 생활이 주마등처럼 떠오릅니다. 돌이켜보면 저의 학문적, 사회적 및 인격적 부족함을 기꺼이 채워주시고자 하셨던 많은 분들께 직접 찾아뵙고 감사의 말씀을 드려야 하나 좁은 지면으로나마 감사의 마음을 전하고자 하는 점 너그러운 마음으로 용서를 바랍니다.

먼저 부족한 저를 학문의 길로 이끌어 주시고 새로운 도전과 가르침을 마르지 않는 우물과 같이 베풀어 주시는 강추원 지도교수님께 깊은 감사와 존경의 마음을 드립니다. 연구로 매우 바쁘신 가운데 저의 미진한 논문의 심사를 위해 세심한 검토와 고견을 제시해 주신 한국지질자원연구원 류창하 박사님, 최병희 박사님, 1&B 기술사사무소 원연호 박사님, 본교의 고진석 교수님께 고개숙여 깊이 감사드립니다. 그리고 학부 및 학위과정 동안 따뜻한 배려와 많은 가르침을 주신 양해승 교수님, 이창신 교수님, 서동우 교수님, 박영석 교수님, 한오형 교수님, 박천영 교수님, 강성승 교수님께도 진심으로 감사드립니다.

대학원 재학동안 동고동락했던 많은 선후배님들의 노력으로 이러한 작은 결실을 이루게 된 것으로 생각하며, 김영희 선배님, 이효 선배님, 조영동 선배님, 한남철 선배님, 노영배 선배님, 문창일 선배님, 김종인 선배님, 최태홍 선배님, 김재웅 선배님, 위장복 선배님, 윤석 선배님, 박기동 선배님, 강석곤 선배님, 황남순 선배님의 아낌없는 배려와 학문적, 사회적 조언을 해주신 점 진심으로 감사를 드리며, 영원한 친구이자 선배인 이섭, 석사과정 동기인 오현, 유기정, 이수연에게도 고마운 마음을 전합니다. 또한 학위과정 동안 부족한 선배곁에서 묵묵히 도와주었던 석사학위 취득 후 여러 분야에서 꿈을 펼치고 있는 암석역학 실험실의 후배들에게도 고마운 마음을 전합니다. 그리고 본 논문을 위한 현장, 암석실험 및 자료정리에 열과 성을 다해 도움을 준 암석역학 실험실의 장호민, 류복현, 김동조, 이청신, 김홍표, 이상곤, 정두성, 김도형, 김장원, 송하림, 김승은 후배들에게도 감사의 마음을 표현합니다.

마지막으로 이 작은 결실을 맺기까지 어린시절부터 철없는 막내아들을 항상 걱정하시고 큰 사랑을 베풀어 주시는 어머님께 옆드려 감사를 드리옵고, 저를 위해 항상 염려해 주시는 장모님과 장인어른에게도 죄송한 마음을 가지고 있는 사위가 고개숙여 감사를 드리옵고, 작은 기쁨을 함께 하지 못하시는 아버님의 영전에 이 논문을 바칩니다. 그리고 긴 시간동안 제 곁에서 사랑으로 인내하며 묵묵히 내조를 해 준 아내 이연, 세상에서 가장 사랑스럽고 내 인생의 보물인 솔하, 채원과 힘찬 백호랑이의 기운을 갖고 태어날 아들, 막내답지 않는 저를 위해 물심양면으로 도움을 주시는 큰형님 경규님, 누님 선희님, 작은형님 경복님, 큰형수님, 작은형수님, 자형 조승현님 그리고 조카에게 너무 많은 사랑을 주고 있는 큰처남과 처제들과도 이 기쁨을 함께 하고자 합니다.

저작물 이용 허락서

학 과	자원공학과	학 번	10041088	과 정	박사
성 명	한글: 박 현 식 한문 : 朴 賢 植 영문 : Park, Hyun Sik				
주 소	광주광역시 광산구 도산동 대주아파트 105동 709호				
연락처	E-MAIL : phs821@hanmail.net				
논문제목	한글 : 발파진동 및 비산충격에 대한 광주 안정성 분석 영어 : Analysis of Pillar Stability for Ground Vibration and Flyrock Impact in Underground Mining Blasting				

본인이 저작한 위의 저작물에 대하여 다음과 같은 조건아래 조선대학교가 저작물을 이용할 수 있도록 허락하고 동의합니다.

- 다 음 -

1. 저작물의 DB구축 및 인터넷을 포함한 정보통신망에의 공개를 위한 저작물의 복제, 기억장치에의 저장, 전송 등을 허락함
2. 위의 목적을 위하여 필요한 범위 내에서의 편집·형식상의 변경을 허락함. 다만, 저작물의 내용변경은 금지함.
3. 배포·전송된 저작물의 영리적 목적을 위한 복제, 저장, 전송 등은 금지함.
4. 저작물에 대한 이용기간은 5년으로 하고, 기간종료 3개월 이내에 별도의 의사 표시가 없을 경우에는 저작물의 이용기간을 계속 연장함.
5. 해당 저작물의 저작권을 타인에게 양도하거나 또는 출판을 허락을 하였을 경우에는 1개월 이내에 대학에 이를 통보함.
6. 조선대학교는 저작물의 이용허락 이후 해당 저작물로 인하여 발생하는 타인에 의한 권리 침해에 대하여 일체의 법적 책임을 지지 않음
7. 소속대학의 협정기관에 저작물의 제공 및 인터넷 등 정보통신망을 이용한 저작물의 전송·출력을 허락함.

동의여부 : 동의() 반대()

2010년 2월

저작자: 박 현 식



조선대학교 총장 귀하