

대규모 지하 광산 구조물의 규모 결정을 위한 수치해석적 설계 접근

이윤수¹⁾, 박도현²⁾, 선우춘^{3)*}, 김교원⁴⁾, 강중석³⁾

Numerical Design Approach to Determining the Dimension of Large-Scale Underground Mine Structures

Yun-Su Lee, DoHyun Park, Choon Sunwoo, Gyo-Won Kim, Jung Seok Kang

Abstract Recently, mining facilities have been installed in an underground space according to a social demand for environment-friendly mine development. The underground structures for mining facilities usually require a large volume of space with width greater than height, and thus the stability assessment of the large-scale underground mine structure is an important issue. In this study, we analysed a factor of safety based on strength reduction method, and proposed a numerical design approach to determining the dimension of underground mine structures in combination with a strength reduction method and a multivariate regression analysis. Input design parameters considered in the present study were the stress ratio and shear strength of rock mass, and the width and cover depth of underground mine structures. The stabilities of underground mine structures were assessed in terms of factor of safety under different conditions of the above input parameters. It was calculated by the strength reduction method, and several kinds of fit functions were obtained through various multivariate regression analyses. Using a best-fit regression model, we proposed the charts which provide preliminary design information on the dimension of underground mine structures.

Key words Factor of safety, Strength reduction method, Multivariate regression analysis, Underground mine, Mine structure

초 록 최근 친환경적 광산 개발에 대한 사회적 요구에 따라 갱의 시설물도 갱내화하는 경향이 있다. 지하 광산 구조물은 보통 높이보다 폭이 큰 공간을 필요로 하기 때문에 안정성 평가가 중요하다. 본 연구에서는 강도감소법을 이용하여 안전율을 분석하고, 강도감소법과 다변량 회귀분석을 조합하여 지하 광산 구조물의 규모 결정을 위한 수치해석적 설계의 접근방법을 수행하였다. 설계 매개변수는 암반의 전단강도와 축압계수 그리고 지하 광산 구조물의 폭과 설치심도이다. 지하 광산 구조물의 안정성은 입력된 매개변수의 서로 다른 조건하에서 강도감소법으로 계산된 안전율의 개념으로 평가되었으며, 다양한 다변량 회귀분석을 통해 안전율에 대한 적합한 함수를 얻었다. 최종적으로 최적의 회귀모델을 사용하여 지하 광산 구조물의 규모 결정에 있어서의 초기 설계 정보를 제공하는 도표를 제안했다.

핵심어 안전율, 강도감소법, 다변량 회귀분석, 지하광산, 광산구조물

1. 서론

최근 친환경적 광산 개발에 대한 사회적 요구에 따라 채광이 노천채광에서 갱내채광으로 전환되고 있다. 이와 더불어 환경오염 발생원인 갱의 시설물(파쇄/분쇄/집진 설비, 선광/제련/부대설비, 컨베이어 등)들의 지하 갱내화가 계획 중이며, 이를 위해서는 안전한 대형 지하공간의 확보가 필수적이다. 하지만 광산의 갱도는 안정성 보다는 경제성 문제 때문에 암반상태와 갱도규격에 따른 적절한 지보대책을 수립하는 능동적인 지보대

¹⁾ 경북대학교 지질학과 석사과정

²⁾ 한국지질자원연구원 선임연구원

³⁾ 한국지질자원연구원 책임연구원

⁴⁾ 경북대학교 지질학과 교수

* Corresponding Author: sunwoo@kigam.re.kr

Tel: +82-42-868-3235

Address: KIGAM, 124 Gwahang-no, Yuseong-gu, Daejeon, 305-350 Korea

Received: March 29, 2012

Revised: April 18, 2012

Accepted: April 19, 2012

책보다는 무지보에 의한 갱도유지가 일반적으로 시행되고 있다(구청모 외, 2008). 또한 국내 광산 현장에서는 채광갱도와 광주 크기의 설계는 대부분 경험적으로 결정하고 있다. 정확한 암반의 특성파악 없이 경험적 방법으로 결정된 채광장이나 갱도에서 채굴을 수행할 경우 갱도나 광주의 안정성을 보장하기 어려운 상황이다(선우춘 외, 2005). 따라서 본 연구에서는 대규모 무지보 광산 구조물의 규모(단면 크기)를 합리적으로 결정하기 위한 수치해석적 설계 접근법을 제시하고자 한다.

광산 시설물의 갱내화를 위한 대형 지하공동의 안정성 평가를 위해 강도감소법(strength reduction method)을 이용하여 무지보 상태의 대규모 지하 구조물의 안전율을 분석하였다. 안전율 분석을 위해서는 매개변수의 설정이 필요했고, 암반강도 및 축압계수, 지하공간의 굴착 폭과 설치심도를 매개변수로 설정하였다. 설정된 매개변수들과 안전율과의 상관관계를 정량적으로 분석하기 위해 다변량 회귀분석(multivariate regression analysis)을 수행하였고, 최적의 회귀모델을 도출하였다. 도출된 상관관계식을 바탕으로 지반정수와 안전율에 따른 대형 지하공동의 굴착 가능 영역을 도출하고자 하였다. 일반적으로 현장에서는 현장 암반물성 시험이 거의 이루어 질 수 없기 때문에 실질적으로 현장에서 수행할 수 있는 RMR에 의한 암반평가를 이용하여 보다 쉽게 굴착 가능영역을 결정하는 데 도움을 주기위해 기존의 RMR과 강도정수의 제안식(김교원, 1993; Trueman, 1988)을 접목시켜 RMR에 따른 굴착 가능 영역을 제시하였다.

2. 강도감소법

터널 및 지하공간 구조물의 해석은 사면의 경우와는 달리 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문에 한계평형법에 기초한 해석법 등을 적용하여 안전율을 구하는 데에는 한계가 있다. 이러한 이유에서 터널 및 구조물을 대상으로 한 수치해석은 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는 데 제한적으로 사용되어 왔다(유광호 외, 2001). 본 연구에서는 정량적인 안정성의 평가를 위해 강도감소법을 이용한 안전율 개념을 도입하였다.

강도감소법은 Zienkiewicz 외(1975)에 의하여 사용된 바 있으며 그 이후에도 Naylor(1982), Giam & Donald(1988), Matsui & San(1992), Ugai(1989), Ugai & Leshchinsky(1995) 등 많은 학자들에 의해 보강사면 등에 적용되어 왔다. 또한 이종규와 장서만(1996) 및 박연준 외(1997)는 강도감소법과 한계평형법의 안전율 산정 결과를 여러 예제를 통하여 비교하였고, 이동엽과 유충

식(2002), Lechman & Griffiths(2000)는 흙의 거동을 묘사하는 구성모델과 유동법칙 및 요소망의 세분화가 안전율에 미치는 효과 등을 연구하였다. 박연준과 유광호(1998)는 절리가 발달한 암반사면의 안전율을 구하기 위해 2조의 절리군을 고려할 수 있는 편재절리모델(ubiquitous joint model)을 개발하였고, 박도현 외(2011)는 압축공기에너지 저장 공동의 콘크리트 플러그 최적 형상을 결정하기 위해 강도감소법을 활용하였다. 또한 이상근과 장운호(2010), 임한욱 외(2001)는 강도감소법을 이용하여 석회석 광산의 지하구조물 및 사면의 안정성 평가를 수행하였다.

강도감소법을 최초로 제안한 Zienkiewicz 외(1975)에 따르면, 강도감소계수(strength reduction coefficient)는 지반의 전단강도와 외부 하중에 의해 지반에 발생하는 전단응력의 비(=전단강도/전단응력)로 정의된다. Dawson 외(1999)는 강도감소법과 연속체 수치해석을 조합하여 안전율을 구하는 기법을 제시하였으며, 지반 구조물의 파괴 여부에 대한 수치해석적 평가 기준으로서 수치계산이 수렴하지 않는 경우 구조물이 파괴된 것으로 간주하였다. Dawson 외(1999)가 제안한 강도감소법은 비탈면, 터널 등 구조물의 안전율을 분석할 수 있는 기법으로 bracketing approach를 이용하여 강도정수인 점착력과 내부마찰각을 감소시켜 가면서 수치 계산이 수렴되지 않는 지점까지 반복 계산을 수행하고, 수치계산이 수렴되지 않는 강도정수 값에서 구조물이 파괴된 것으로 간주하여 안전율을 구하는 방법이다. 따라서 안전율은 현장의 강도정수를 수치 계산이 수렴되지 않는 시점에서의 강도정수 값으로 나는 값이 된다(Fig. 1). 식 (1)과 (2)는 강도감소 계수, 즉 임시 안전율을 토대로 감소된 점착력과 내부마찰각을 구하는 식들이다.

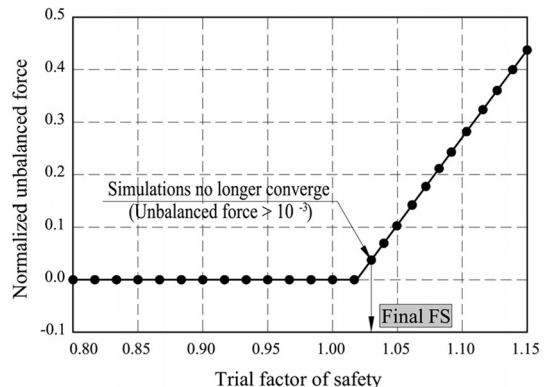


Fig. 1. Unbalanced forces for the trial factors of safety (Dawson et al., 1999)

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}} c \quad (1)$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{F^{trial}} \tan \phi \right) \quad (2)$$

여기서 c 와 ϕ 는 각각 현장의 점착력(MPa)과 내부마찰각($^{\circ}$), F^{trial} 은 강도정수를 감소시키기 위한 계수(즉, 임시 안전율), c^{trial} 과 ϕ^{trial} 은 F^{trial} 에 의해 감소된 점착력(MPa)과 내부마찰각($^{\circ}$)이다(Fig. 2).

3. 해석모델 및 조건

공동의 굴착 폭과 설치심도, 축압계수, 지반정수 등의 영향에 따른 지하 광산 구조물의 안정성을 평가하기 위해 Fig. 3과 같은 해석모델을 설정하고 유한요소해석 프로그램인 PHASE²(Rocscience)를 이용하여 수치해석을 실시하였다. 생산량 70 만톤/년 기준으로 지하공동 굴착 규모를 설정하였고, 이 경우 시설물 갱내화를 위한 설계 한계를 고려하여 굴착 높이를 25 m로 설정하였다. 굴착

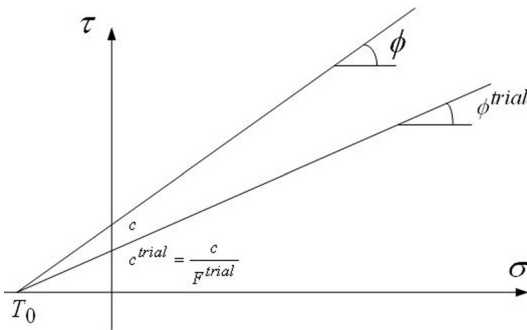


Fig. 2. Relationship between real and trial strength parameters (Park & You, 1998)

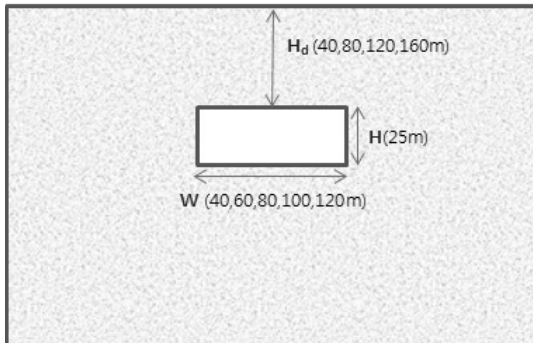
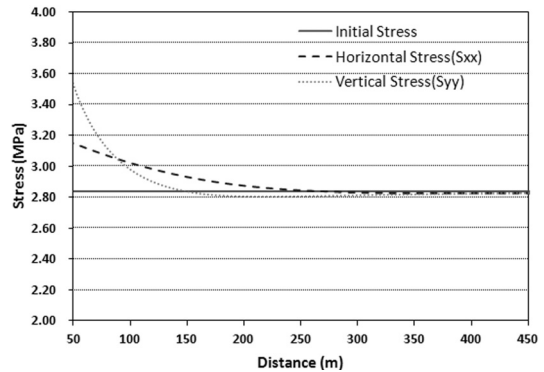


Fig. 3. Schematic of numerical analysis model

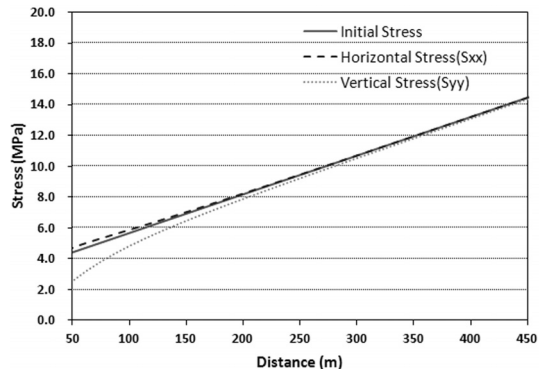
폭(W)과 설치심도(H_d)의 변화에 따라 채광단면의 안전율을 분석하기 위해 굴착 폭은 40 m, 60 m, 80 m, 100 m, 120 m, 설치심도는 40 m, 80 m, 120 m, 160 m로 설정하였다.

유한요소 해석을 위한 모델을 작성할 때, 인위적인 경계조건을 정의하여야 하기 때문에 결과가 경계조건 설정에 영향을 받게 된다. 본 연구에서는 굴착 폭(W)의 변화에 따른 해석을 수행하기 때문에 통상적으로 사용되는 폭높이 중 큰 값(D)을 기준으로 2~3D로 경계영역을 설정할 경우 폭의 변화에 따라 해석범위가 달라지고 mesh 설정이 변경되어 해석결과에 오차가 발생할 수 있다. 따라서 H(25 m)× H_d (120 m)×W(100 m)의 대표 단면에서 굴착 후 변화된 수평응력(horizontal stress, S_{xx}) 및 연직응력(vertical stress, S_{yy})과 현지응력의 차이를 분석하여 해석모델의 경계영역을 설정하였다.

Fig. 4의 (a), (b)는 각각 공동으로부터 측면방향과 하부방향으로의 초기 응력과 굴착 이후의 수평응력(horizontal stress, S_{xx}) 및 연직응력(vertical stress, S_{yy})



(a) side wall



(b) bottom

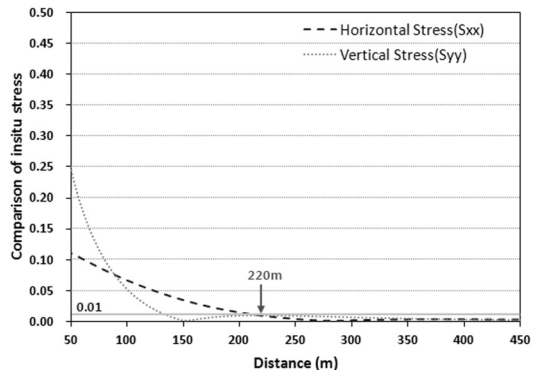
Fig. 4. Stress distributions

의 변화를 나타낸 그래프이다. 공동 주변부에서 초기 응력과 굴착 후 유도된 응력의 차이가 크게 나타났으나, 일정 거리부터는 같아지는 것을 볼 수 있다. 응력의 차이가 발생하지 않는 거리를 산출하기 위해 Fig. 5 (a), (b)에 각각 측면부와 하단부로의 응력 차이 그래프를 도시하였다. 공동에서 측면부로의 응력변화 차이를 분석한 결과, 공동의 측면 경계로부터 약 220 m 떨어진 지점부터 초기 현지 응력과 굴착 후 유도된 응력의 차이가 1% 이내가 되는 것으로 분석되어 본 연구에서는 저장 공동으로부터 해석 경계면의 영향을 최소화하기 위해 최소 300 m 이상 확보하도록 해석 경계영역을 설정하였다(Fig. 5(a)). 또한 굴착 단면의 높이는 25 m로 고정되어 있고 폭의 변화만 있는 해석모델이므로, 하부로의 응력 차이는 측면부로의 응력차이보다 수치해석에 있어서 그 영향이 적다고 판단하여 초기응력과 3% 미만의 차이를 보이는 225 m 지점을 넘어 250 m를 하부 경계로 설정하였다(Fig. 5(b)).

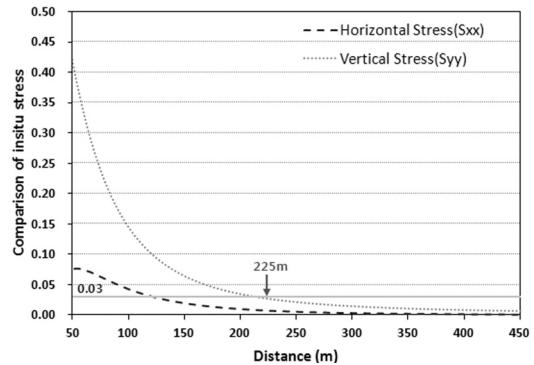
4. 지반정수 산정

Mohr-Coulomb 탄소성 파괴모델에 의한 유한요소해석을 위해서는 변형계수, 점착력, 내부마찰각, 단위중량, 포아송비 등의 암반 물성이 필요하다. 지하 구조물의 안정성 해석 시 주어진 지반정수는 공동 주변의 거동에 매우 큰 영향을 미치기 때문에 수치해석이 정확도를 높이기 위해서는 최대한 현지 암반특성을 고려하여 입력 물성을 산정하여야 한다. 그러나 본 연구에서는 특정대상이 아닌 일반적인 암반조건을 적용하기 위해 다음과 같은 방법으로 산정하였다. 지하 구조물 설계에서는 RMR 평가에 기초하여 암반을 5개 등급으로 분류한 결과를 수치해석에 보편적으로 적용하고 있다. 본 연구에서는 여러 학자들이 제안한 RMR과 지반정수와의 상관관계식과(Aydan 외, 1997; Bieniawski, 1978; Serafim & Pereira, 1983; Trueman, 1988; 김교원, 1993; 선우춘 외, 2011; 안태봉, 2011; 장보안과 김효열, 2003; 천병식 외, 2006) 기존자료에서 사용된 지반정수를 통계 분석

하여 RMR III등급에 해당하는 지반정수를 적용하였다. 변형계수와 점착력, 내부마찰각의 산정에 있어서 조사된 제안식과 설계사례에서 큰 편차를 보이는 값들은 제외한 후, 정규분포란 가정 하에 그 평균값을 구하고, 약 95%의 범위를 포함하는 $\mu \pm 2\sigma$ 법칙을 적용하여 평균값 (mean, μ)과 최소값(min, $\mu - 2\sigma$), 최대값(max, $\mu + 2\sigma$)을 구하였다. 반면 포아송비와 단위중량의 경우는 큰 편차를 보이지 않아 그 평균값을 그대로 설계 지반정수로 사용하였다(Table 1).



(a) side wall: error ≤ 1% (220 m)



(b) bottom: error ≤ 3% (225 m)

Fig. 5. Comparison between initial insitu stresses and excavation-induced stresses

Table 1. Input design parameters and values

H (m)	H _d (m)	W (m)	K ₀ (-)	γ (kN/m ³)	ν (-)	E _m (MPa)	c (MPa)	φ (DEG)
25	40	40	0.5	25.2 (mean)	0.25 (mean)	9,340 (max) 6,000 (mean) 2,660 (min)	2.58 (max) 1.65 (mean) 0.71 (min)	40.8 (max) 36.5 (mean) 32.2 (min)
	80	60	1.0					
	120	80	1.5					
	160	100	2.0					
		120						

H=height of excavation, H_d=cover depth, W=width of excavation, K₀=stress ratio, γ=unit weight, ν=Poisson's ratio, E_m=deformation modulus, c=cohesion, φ=internal friction angle

5. 안정성해석 및 결과

5.1 다변량 회귀분석

본 연구에서는 다변량 회귀분석을 통해 안전율과 설계 매개변수간의 상관관계를 분석하였다. 적용한 회귀 모형은 다항 회귀모형(polynomial regression model)으로서 식 (3)-(8)과 같다. 식 (3)-(5)는 각 설계 매개변수간의 상호작용(interaction)을 고려하지 않은 회귀모형이고, 식 (6)-(8)은 상호작용을 고려한 회귀모형으로 공동의 폭과 설치심도의 상호작용과 암반강도인 점착력과 내부마찰각의 상호작용만 고려하였다.

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_5 X_5 \quad (3)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_6 X_1^2 + \beta_7 X_2^2 + \dots + \beta_{10} X_5^2 \quad (4)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_6 X_1^2 + \beta_7 X_2^2 + \dots + \beta_{11} X_1^3 + \beta_{12} X_2^3 + \dots + \beta_{15} X_5^3 \quad (5)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_5 X_5 + \beta_6 X_1 X_2 + \beta_7 X_4 X_5 \quad (6)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_6 X_1^2 + \beta_7 X_2^2 + \dots + \beta_{10} X_5^2 + \beta_{11} X_1 X_2 + \beta_{12} X_4 X_5 \quad (7)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_6 X_1^2 + \beta_7 X_2^2 + \dots + \beta_{11} X_1^3 + \beta_{12} X_2^3 + \dots + \beta_{16} X_1 X_2 + \beta_{17} X_1^2 X_2 + \dots + \beta_{21} X_4 X_5^2 \quad (8)$$

여기서 Y는 종속변수로서 안전율, X₁과 X₂는 암반의 점착력과 내부마찰각, X₃는 축압계수, X₄와 X₅는 공동의 설치심도와 폭, β₀, β₁, ..., β₂₁은 회귀분석으로부터 얻어지는 회귀계수들이다.

5.2 안전율 분석

앞에서 산정한 매개변수 및 지반정수, 경계영역을 바탕으로 수치해석을 실시하였다. 해석에 필요한 변형계수, 점착력, 내부마찰각, 단위중량, 포아송비 등의 지반정수는 Table 1의 값들을 사용하였다. 설치심도, 굴착 폭, 축압계수 및 강도정수(변형계수, 점착력, 내부마찰

각)의 변화에 따라 총 2160개의 수치해석을 수행하여 각각의 FS(안전율)를 도출하였고 이를 도표화하였다 (Table 2). 본 연구에서 설정한 암반등급 III에 대한 변형계수의 범위에서는 안전율이 변형계수의 변화에 영향을 받지 않는 것으로 조사되었다. 그러나 지하 광산 구조물의 안정성을 굴착 후 지반변위도 고려하여 평가하고자 할 경우에는 안전율이 높게 계산되었다라도 지반변위의 발생량을 분석하여 안정성을 종합적으로 평가해야 할 것이다.

5.1절에서 기술한 회귀모형 식 (3)-(8)을 토대로 상관관계를 추정한 결과, Table 3과 같은 FS₁-FS₆ 상관식이 얻어졌다. 3차항 회귀분석에 설계 매개변수간의 상호작용을 고려한 FS₁이 결정계수(coefficient of determination), R²=0.85로 상관성이 가장 높은 결과를 보였으나, 상관식을 구성하는 독립항이 21개로 너무 많기 때문에 적용성이 떨어진다고 판단된다. 반면 FS₂는 1차항 회귀분석에 설계 매개변수간의 상호작용을 고려한 식으로 FS₁ 다음으로 결정계수 값이 크고, 독립항이 7개로 구성되어 있어 적용성이 높을 것으로 판단되어 FS₂의 상관식을 사용하기로 한다. 한편 본 연구에서는 독립항의 개수가 적어 수학적으로 단순한 상관식 FS₂를 사용하여 설계조건들을 도출하였으나, 설계조건을 도출하기 위한 회귀식은 설계자의 판단에 따라 선택적으로 적용될 수 있을 것이다.

암반조건(c, φ, K₀)의 값을 알고 있는 지반에서 공동의 굴착가능영역을 알아보기 위해 FS₂를 사용하여 안전율 영역을 도출하였다(Fig. 6). 그림에서 볼 수 있듯이 허용 안전율 설정에 따라 공동의 굴착 폭과 설치심도에 대한 설계자료 도출이 가능한 것을 알 수 있다. Fig. 6(a)와 (b)는 c=2.58 MPa, φ=40.8°이고, 축압계수가 각각 1.0과 2.0일 때, 안전율에 따른 공동의 굴착 가능한 폭과 심도 영역을 나타낸다. Fig. 6(a)로부터 공동을 100 m 심도에 허용 안전율 1.3으로 설계하고자 하는 경우, 최대 약 60 m 폭까지 굴착이 가능한 것을 알 수 있다. 또한 현장조사에서 측정된 축압계수(K₀)나 점착력(c), 내부마찰각(φ)값이 Fig. 6에 제시된 값과 다르게 측정된다면, FS₂에 조사 값을 입력하여 공동의 굴착 폭과 설치심도의 산정이 가능하다. 한편 Fig. 6(b)에서 볼 수 있듯이 K₀가 증가할수록 굴착할 수 있는 굴착폭(W)과 설치심도(H₀)의 범위가 점차 넓어지는 것을 볼 수 있다. 이는 해석단면이 높이(H)에 비해 폭(W)이 넓은 직사각형 형태의 단면이기 때문에 축압계수가 증가할수록 측벽부와 천정부의 응력집중 차이는 감소하여 공동 주변 지반의 안정성이 향상되기 때문으로 해석된다(Hoek & Brown, 1980).

Table 2. Summary of factors of safety calculated by both numerical analysis and multivariate regression analysis

No.	Numerical analysis (PHASE ²)							M.R.A
	E _m (MPa)	c (MPa)	φ (DEG)	K ₀ (-)	H _d (m)	W (m)	FS	FS ₂
1	9340	2.58	40.8	0.5	40	40	2.26	1.65
2	9340	2.58	40.8	0.5	40	60	1.73	1.45
3	9340	2.58	40.8	0.5	40	80	0.87	1.24
4	9340	2.58	40.8	0.5	40	100	0.76	1.04
5	9340	2.58	40.8	0.5	40	120	0.30	0.84
.
.
.
716	9340	0.71	32.2	2.0	160	40	0.38	0.42
717	9340	0.71	32.2	2.0	160	60	0.31	0.40
718	9340	0.71	32.2	2.0	160	80	0.36	0.39
719	9340	0.71	32.2	2.0	160	100	0.36	0.38
720	9340	0.71	32.2	2.0	160	120	0.35	0.36
.
.
.
2156	2660	0.71	32.2	2.0	160	40	0.38	
2157	2660	0.71	32.2	2.0	160	60	0.31	
2158	2660	0.71	32.2	2.0	160	80	0.36	
2159	2660	0.71	32.2	2.0	160	100	0.36	
2160	2660	0.71	32.2	2.0	160	120	0.35	

E_m=deformation modulus, c=cohesion, φ=internal friction angle, K₀=stress ratio, H_d=cover depth, W=width of excavation, M.R.A=multivariate regression analysis

Table 3. Results of multivariate regression analysis

eq.	Relationship equations	R ²	remark
FS ₁	$- 3.586 \times 10^{11} - 2.263 \times 10^{11}c + 3.763 \times 10^{10}\phi + 1.390K_0 - 0.0285H_d$ $- 0.0101W + 1.539 \times 10^{11}c^2 - 1.036 \times 10^9\phi^2 - 0.7766K_0^2$ $+ 1.357 \times 10^{-4}H_d^2 - 1.398 \times 10^{-4}W^2 - 3.122 \times 10^{10}c^3 + 9.459 \times 10^6\phi^3$ $+ 0.1288K_0^3 - 1.959 \times 10^{-7}H_d^3 + 5.111 \times 10^{-7}W^3 - 0.0013c \cdot \phi$ $+ 1.617 \times 10^{-4}c \cdot \phi^2 - 0.0014c^2 \cdot \phi + 2.806 \times 10^{-4}H_d \cdot W$ $+ 9.555 \times 10^{-8}H_d \cdot W^2 - 1.086 \times 10^{-6}H_d^2 \cdot W$	0.85	a cubic equation + interaction
FS ₂	$1.3048 + 0.1132c + 0.0013\phi + 0.1153K_0 - 0.0085H_d - 0.0134W$ $+ 0.0066c \cdot \phi + 7.975 \times 10^{-5}H_d \cdot W$	0.79	a linear equation + interaction
FS ₃	$- 0.4434 + 0.2609c + 0.0271\phi + 0.8394K_0 - 1.298 \times 10^{-4}H_d$ $- 0.0048W - 0.0449c^2 - 3.537 \times 10^{-4}\phi^2 - 0.2466K_0^2$ $- 3.393 \times 10^{-6}H_d^2 - 4.260 \times 10^{-6}W^2 + 0.0066c \cdot \phi$ $- 3.593 \times 10^{-6}H_d \cdot W$	0.78	a quadratic equation + interaction
FS ₄	$- 4.844 \times 10^{11} - 3.072 \times 10^{11}c + 5.088 \times 10^{10}\phi + 1.401K_0 - 0.0049H_d$ $+ 0.0051W + 2.090 \times 10^{11}c^2 - 1.400 \times 10^9\phi^2 - 0.7844K_0^2$ $+ 4.477 \times 10^{-5}H_d^2 - 1.340 \times 10^{-4}W^2 - 4.240 \times 10^{10}c^3 + 1.279 \times 10^7\phi^3$ $+ 0.1306K_0^3 - 1.848 \times 10^{-7}H_d^3 + 5.310 \times 10^{-7}W^3$	0.77	a cubic equation
FS ₅	$- 0.7619 + 0.5025c + 0.0381\phi + 0.8394K_0 - 1.298 \times 10^{-4}H_d$ $- 0.0048W - 0.0449c^2 - 3.549 \times 10^{-4}\phi^2 - 0.2897K_0^2$ $- 1.013 \times 10^{-5}H_d^2 - 4.260 \times 10^{-6}W^2$	0.76	a quadratic equation
FS ₆	$0.2691 + 0.3548c + 0.0122\phi + 0.1153K_0 - 0.0022H_d - 0.0054W$	0.73	a linear equation

FS=factor of safety, c=cohesion, φ=internal friction angle, K₀=stress ratio, H_d=cover depth, W=width of excavation

5.3 RMR과 공동 굴착가능영역의 상관성

현장에서 조사한 RMR을 이용하여 보다 쉽게 굴착가능영역을 결정하는 데 있어서 도움을 주기 위해 김교원(1993)과 Trueman(1988)이 제안한 RMR과 강도정수 관계식을 이용하여 굴착 가능 영역을 나타내 보았다. 여러 제안식 중 김교원(1993)과 Trueman(1988)이 제안한 RMR과 강도정수 관계식을 선택한 이유는 다음과 같다. 김교원(1993) 제안식의 경우, 국내 자료를 바탕으로 제안식이 도출되었고, 또한 지반의 점착력(c)과 내부마찰각(ϕ)은 지하수 유출량이나 절리면의 방향과는 무관한 특성이므로 수정RMR(RMR*)을 적용하였기 때문에 타당하다고 판단하였다. Trueman(1988)이 제안한 관계

식 역시 여러 사람들에 의해 제안된 여러 가지 감쇠지수 바탕으로 RMR을 이용한 강도 변수식을 제안하였고 적용성이 검증되었다는 점에서 두 제안식으로 RMR에 따른 굴착영역을 도표화 하였다. Bieniawski(1978)가 제안한 RMR과 강도정수 관계식은 RMR-변형계수 관계식과 달리 그 근거 데이터가 명확히 제시되어 있지 않아(김치환, 2000) 본 연구에서 적용하지 않았다. 두 제안식의 굴착 가능한 영역이 어떠한 차이를 보이는지 알아보기 위해 RMR=50이고 축압계수가 1.0~2.0인 경우 안전율 1.1과 1.3을 만족하는 굴착조건을 Fig. 7에 도시하였고, RMR=50이고 축압계수가 1.0, 2.0인 지반에서 안전율 1.1~1.3을 만족하는 굴착조건을 Fig. 8에

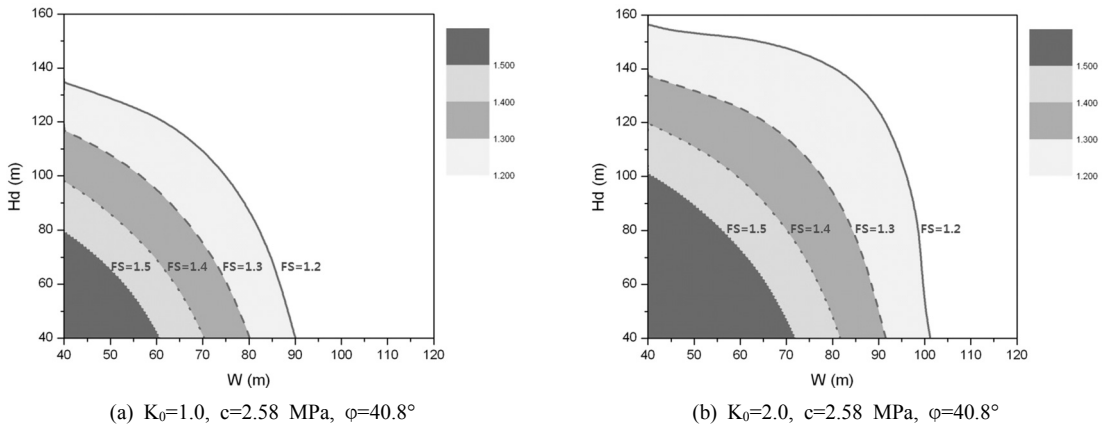


Fig. 6. Comparison of the distributions of factor of safety at different stress ratios

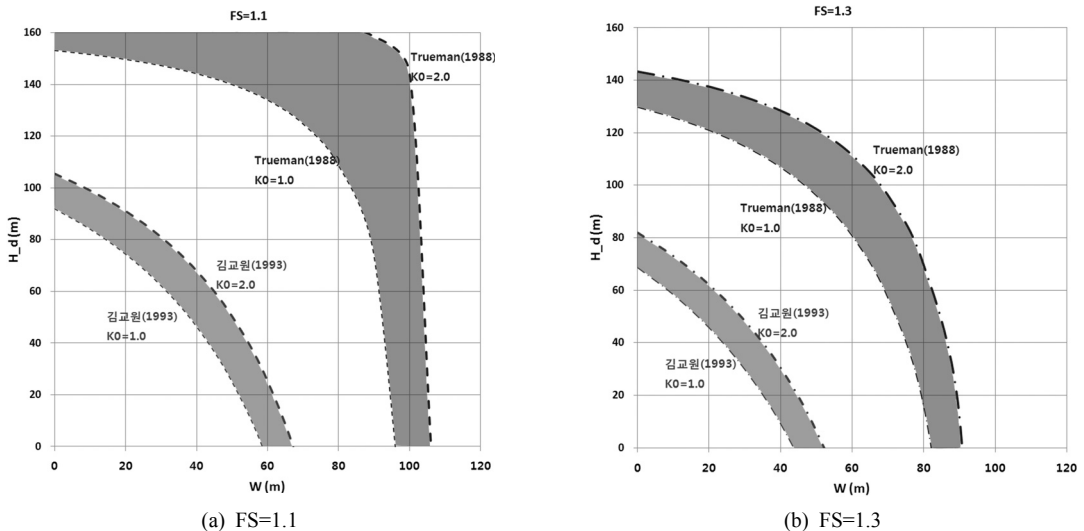


Fig. 7. Design charts by factors of safety under fair rock mass condition (RMR=50)

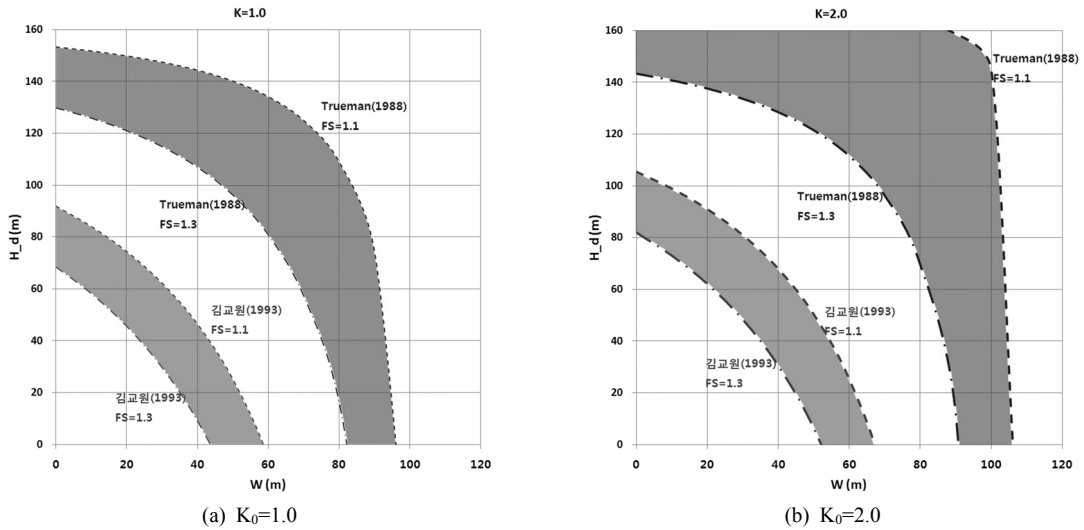


Fig. 8. Design charts by stress ratios under fair rock mass condition (RMR=50)

나타내었다. 이번 연구에서 도출된 강도정수 mean값에 해당하는 굴착가능영역이 김교원(1993) 제안식의 RMR=50에 해당하는 영역과 비슷한 결과를 보였으며, 강도정수 max값에 해당하는 굴착가능영역이 Trueman(1988) 제안식의 RMR=50에 해당하는 영역과 유사한 결과를 보였다. 전반적으로 김교원(1993) 제안식이 Trueman(1988) 제안식보다 굴착 가능한 영역이 작은 보수적인 결과 값을 보이고 있으며, 여기에서는 무지보 상태의 지하 광산 구조물의 규모를 결정하는 것이 본 연구의 목적이므로 Trueman(1988)의 제안식보다는 보수적인 김교원(1993)의 제안식이 안정성 측면에 있어서 더 적합할 것으로 판단된다. 그러나 강도정수와 관련된 상관관계식들이 서로 차이를 보이고 있기 때문에 설계에 있어서는 어떤 상관관계식을 선택할 것인가는 현장상황에 따라 신중을 기울여야 할 것이다.

6. 결론

본 연구에서는 최근 환경적인 문제로 인해 광산에 있어서 갱의 시설물들이 갱내화되고 있는 추세에 발맞춰 강도감소법과 다변량 회귀분석을 토대로 대규모 지하 광산 구조물의 규모를 결정하기 위한 수치 해석적 설계 접근법을 제안하였다. 본 연구의 설계 접근법은 강도감소법을 이용하여 도출된 안전율에 기반하므로 기존의 경험적인 광산 설계 기법과는 다르게 허용 안전율을 토대로 안정성을 고려한 광산 설계가 가능할 것으로 판단된다. 강도감소법과 다변량 회귀분석법을 이용하여 도

출한 암반조건(점착력, 내부마찰각, 측압계수) 및 굴착 조건(지하 구조물의 폭과 설치심도)과 안전율과의 상관관계는 RMR 기준으로 암반등급 III인 지반을 대상으로 하고 있으므로 유사한 암반조건의 지하 광산 계획 시 정량적인 설계 자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 끝으로 무지보 상태의 지하 광산 구조물의 규모를 결정하는 것이 본 연구의 목적이므로 Trueman(1988)의 제안식보다는 보수적인 김교원(1993)의 제안식이 안정성 측면에 있어서 더 적합할 것으로 판단된다. 그러나 강도정수와 관련된 상관관계식들이 서로 차이를 보이고 있기 때문에 설계에 있어서는 어떤 상관관계식을 선택할 것인가는 현장상황에 따라 신중을 기울여야 할 것이다. 또한 본 연구에서 도출된 상관관계식의 활용에 있어서는 입력 자료의 범위 내에서만 유효하므로 설계에 활용 시 적용 가능한 매개변수 범위를 확인해야 한다.

사 사

본 연구는 한국지질자원연구원 국가연구개발사업인 ‘녹색성장형 광산개발을 위한 시설물 갱내화 및 환경 모니터링 기술개발’의 일환으로 수행되었습니다.

REFERENCES

1. 김지환, 2000, 개별요소법에 의한 터널의 안정성 해석에 있어 설계정수의 결정, 한국암반공학회지, Vol. 10, pp. 278-290
2. 선우춘, 정용복, 전양수, 2005, 광주배열과 굴착순서에 따

- 른 지하채광장의 안정성에 대한 수치해석적 연구, KIGAM Bulletin, Vol. 9, No. 3, pp. 47-59
3. 장보안, 김효열, 2003, 암반의 풍화등급 및 RMR과 변형계수의 상관관계, 2003 대한지질공학회 정기총회 및 학술발표회, pp.119-124
 4. Aydan, O., Ulusay, R. and Kawamoto, T., 1997, Assessment of rock mass strength for underground excavations, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol. 34, No. 3-4, ISSN 0148-9062
 5. Bieniawski, Z. T., 1978, Determination of rock mass deformability: Experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 237-247
 6. Byung-Sik Chun, Yong-Jae Lee, Sang-Hoon Jung, 2006, The Evaluation for Estimation Method of Deformation Modulus of Rock Mass Using RMR System, Journal of Korean geo-environmental society, 17.2, 25-32.
 7. Chong Kyu Lee and Seo Man Chang, 1996, A Comparative Study on Slope Stability of Analysis Methods, Journal of Korean society of civil engineers, 359-368.
 8. Choon Sunwoo, Dong-Woo Ryu, Hyung-Mok Kim and Ki-Seog Kim, 2011, Study on the Geotechnical Characteristics of Granite in Korea and their Correlation with Rock Classification Method, 21.3, 205-215.
 9. Chung-Mo Koo, Seok-Won Jeon and In-Woo Lee, 2008, Underground Mine Design and Stability Analysis at a Limestone Mine, Journal of Korean society for rock, 18.4, 243-251.
 10. Dawson, E. M., Roth, W. H., Drescher, A., 1999, Slope stability analysis by strength reduction, Geotechnique 49, No. 6, pp. 835-840
 11. Dohyun Park, Hyung-Mok Kim, Dong-Woo Ryu, Joong-Ho Synn and Won-Kyong Song, 2011, Numerical Study on the Optimal Shape of Concrete Plug for Compressed Air Energy Storage Caverns, Journal of Korean society for rock, 21, 164-173.
 12. Dongyeob Lee and Chungsik Yoo, 2002, Slope stability analysis using Finite Element analysis based on shear strength reduction method, Journal of Korean society of civil engineers, 2175-2178.
 13. Giam, S. K. and Donald, I.B, 1988, Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations, Proc. Fith Australia-New Zealand Conference on Geomech, Sydney, Australia, pp. 461-464
 14. Gyo-Won Kim, 1993, Revaluation of geomechanics classifications of rock masses, Journal of Korean geotechnical society, 33-40.
 15. Han-Uk Lim, Chi-Hwan Kim and Hwan-Jo Baek, 2001, Stability Analysis of Rock Slope in Limestone Mine by Numerical Analysis, Journal of Korean society for rock, 11.3, 270-278.
 16. Hoek, E., Brown, E. T., 1980, Underground Excavations in Rock, IMM.
 17. Kwang-Ho You, Yeon-Jun Park and Gyu-Jin Bae, 2001, A study on quantification of tunnel stability estimation, Technical note of Korean society for rock, 82-95.
 18. Lechman J. B. and Griffiths D.V., 2000, Analysis of the Progression of Failure of Earth Slopes by finite elements, Geodenvr 2000 ASCE special Publication, pp. 250-265
 19. Matsui, T. and San, K.C, 1992, Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique, Soils and Found, Vol. 32, No.1, pp. 59-70
 20. Naylor, D.J., 1982, Finite elements slope stability, Numer. Meth in Geomech, Proc. NATO Advanced Study Institute. Lisbon, Portugal, pp. 229-244
 21. Sang-eun Lee and Yoon-ho Jang, 2010, Stability Assessment of the Slope at the Disposal Site of Waste Rock in Limestone Mine, Journal of Korean society for rock, 20.6, 475-490.
 22. Serafim, L. J. and Pereira, P.J., 1983, Consideration on the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. of the Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Vol.2, pp.33-42
 23. Taebong Ahn, 2011, The Correlation Between RMR and Deformation Modulus by Rock masses using Pressuremeter, Journal of Korean geo-environmental society, 12, 3-12.
 24. Trueman, R., 1988, An evaluation of strata support techniques in dual life gateroads, Ph.D Thesis, Univ. of wales.
 25. Ugai, K., 1989, A method of calculation of total factor of safety of slopes by elasto-plastic FEM, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 2, pp. 190-195 (in Japanese)
 26. Ugai, K. and Leshchinsky, D., 1995, Three-dimensional limit equilibrium and finite element analysis: a comparison of results, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 1-7
 27. Yeon-Jun Park and Kwang-Ho You, 1998, Stability analysis for jointed rock slope using ubiquitous joint model, Journal of Korean society for rock, 8, 287-295.
 28. Yeon-Jun Park, Young-Su Chae, Kwang-Ho You and Young-Shik Paik, 1997, Slope Stability Analysis by Slice Method and Finite Difference Method- A Comparative Study -, Journal of the Korean geotechnical society, 15.6, 263-282.
 29. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. and Lewis, R.W, 1975, Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics, Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp.671-689

**이윤수**

2010년 경북대학교 자연과학대학 지질학과, 이학사

E-mail: ikari1@naver.com
현재 경북대학교 지질학과 대학원 석사과정

**선우춘**

1978년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
1984년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사

1985년 Paris VI 대학(France) DEA
1988년 Paris VI 대학 지구구조학과(France) 공학박사
Tel: 042-868-3235
E-mail: sunwoo@kigam.re.kr
현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 책임연구원

**강중석**

1986년 인하대학교 대학원 자원공학과 공학석사

Tel: 042-868-3331
E-mail: kangjs@kigam.re.kr
현재 한국지질자원연구원 광물자원연구본부 책임연구원

**박도현**

1998년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사

2000년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사

2009년 서울대학교 대학원 지구환경시스템공학부 공학박사

Tel: 042-868-3913
E-mail: parkdo@kigam.re.kr
현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 선임연구원

**김교원**

1976년 경북대학교 자연과학대학 지질학과, 이학사

1982년 Engineering Geology, Div. of Geotechnical Engineering, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 공학석사

1989년 Geotechnical Engineering, Dept. of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois, USA, 공학박사

Tel: 053-950-5357
E-mail: gyokim@knu.ac.kr
현재 경북대학교 지질학과 교수