

주방식 공법에서 무지보 암주의 강도 산정에 관한 수치해석적 연구

이철호¹ · 장수호^{2*} · 신휴성²

¹정회원, 한국건설기술연구원 SOC성능연구소 Geo-인프라연구실 전임연구원

²정회원, 한국건설기술연구원 SOC성능연구소 Geo-인프라연구실 연구위원

A numerical study on evaluation of unsupported pillar strength in the room and pillar method

Chulho Lee¹, Soo-Ho Chang^{2*}, Hyu-Soung Shin²

¹Geotechnical Engineering Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Researcher

²Geotechnical Engineering Research Division, Korea Institute of Construction Technology, Research Fellow

ABSTRACT: This study aims to evaluate the mechanical behaviors of unsupported rock pillars in a room-and-pillar underground structure by a series of numerical analyses. In addition, rock pillar strengths estimated by a few empirical equations proposed for underground mines are compared with those from numerical analyses. Based on the results from the numerical analysis, the ratio of pillar strength to rock mass strength increases as the ratio of the width of a pillar to its height becomes bigger. It means that higher ratio of pillar width to its height is much more favorable for stabilizing a room-and-pillar underground structure. Especially, unsupported pillar strengths estimated from numerical analyses are higher than rock mass strength when the ratio of pillar width to height is approximately over 1.5. It is also found that the choice of an empirical equation appropriate for a given geometric condition of a pillar is important for its feasible application to the stability analysis of a pillar in the room-and-pillar method.

Keywords: Room and pillar method, Rock pillar, Uniaxial compression strength, Rock classification, Numerical analysis

초 록: 본 연구에서는 주방식 지하구조물의 안정성을 좌우하는 무지보 암주의 거동을 수치해석에 의해 검토하였다. 암주의 강도를 추정하기 위해 기존 연구들에서 제시된 경험식들을 수치해석 결과와 비교·분석하였다. 분석 결과, 암주의 폭이 높ی보다 커질수록 암주 강도와 암반 강도의 비율이 증가하여 안정성 확보에 유리한 것으로 나타났다. 특히, 본 연구의 해석조건에서는 암주의 폭과 높이의 비율이 약 1.5 이상이면 무지보 암주의 강도가 암반의 압축강도보다 크게 늘어났다. 또한 암주의 형상 조건에 따라 수치해석 결과와 유사한 결과를 산출하는 경험식이 다소 상이하여, 현장자료 기반의 경험식을 활용하기 위해서는 암주의 형상 조건에 따라 적합한 경험식을 적용하는 것이 필요하다.

주요어: 주방식 공법, 암주, 일축압축강도, 암반분류, 수치해석

1. 서 론

주방식 공법(Room and pillar method)은 광산분야에서 시작된 공법으로서 수평 또는 거의 수평으로

매장되어 있는 광물을 채굴할 목적으로 적용되는 공법이다(Hartman and Mutmanky, 2002). 주방식 공법에서는 광물의 매장 형태에 따라 수평하게 굴착을 진행하면서 일정한 간격으로 방(room)을 채광하고 암주(rock pillar)를 남겨 놓는 형태로 여러 곳의 작업장을 운영한다. 이를 통해 채광작업의 생산성과 효율을 높이며 필요에 따라서 남겨 놓았던 암주를 채굴하기도 한다. 이러한 공법은 넓은 지역에 걸쳐 수평하게

*Corresponding author: Soo-Ho Chang

E-mail: sooho@kict.re.kr

Received July 15, 2013; Revised July 25, 2013;

Accepted July 28, 2013

분포하는 광물을 채굴하는 데에 이상적인 공법으로서 미국 등을 중심으로 사용되어 왔다.

미국 캔자스(Kansas)에서는 1960년대부터 주방식 공법에 의해 기존의 석회암 광산을 확장하여 물류센터, 우편물 집중국, 사무실 등의 대규모 상업 지하공간(Subtropolis)으로 활용하고 있다. 여기서의 주방식 구조는 폭이 약 12m인 직육면체 공간으로 구성되어 있으며, 암주의 폭(w)과 높이(H)의 비는 1보다 크다(Carmody & Sterling, 1993). 이러한 주방식 토목구조물에서의 암주는 자원개발 분야에서와는 성격이 다르다. 기존 자원개발에서의 주방식 채광은 채광기간동안 단기적인 암주의 안정성을 유지할 수 있을 정도의 암주 설계를 통해 최대한 많은 채광량을 확보하는 것이 주안점이라면, 공간 확보 측면에서의 주방식 굴착 공법은 중장기적인 공간 구조물의 안정성 확보에 더욱 주안점을 두어 암주설계가 이루어 져야 한다. 따라서, 공간확보 차원의 주방식 굴착에서는 전체 주방식 구조물이 상재하중을 중장기적으로 지지할 수 있어야 하고 암주 사이에 형성된 공간의 천정부(roof)와 각각의 암주가 안정성을 유지하여 공간 활용에 문제가 없어야 한다. 기존 주방식 채광공법에서 암주의 설계는 암주의 강도와 암주의 응력상태를 고려하여 안전율을 산정하는 방법으로 진행되어 왔다. 특히, 암주의 안정성은 주방식 구조의 안정적인 유지에 필수적인 요소로 여겨진다(Esterhuizen et al., 2008).

최근 미국의 NIOSH (National Institute for Occupational safety and Health)에서는 안전한 암주 설계를 통해 광산의 사고를 방지하기 위한 가이드라인을 발표한 바 있다(Esterhuizen et al., 2011). 기존에 제시되었던 암주 강도 산정에 관한 경험식들(Hedley & Grant, 1972; Hardy & Agapito, 1982; Kimmelman et al, 1984; Potvin et al, 1989; Krauland & Soder, 1987; Lunder & Pakalnis, 1997; Sheorey et al, 2000)과 마찬가지로 NIOSH의 가이드라인에서도 어느 정도 경험적인 부분과 관찰을 통해 암주 설계에 관한 합리적인 방향을 제시하고 있다. 기존 주방식 공법의 암주 설계

에서 가장 중요하게 고려되고 있는 점은 암주의 강도를 적절히 산정하고 암주에 작용하는 수직응력에 대한 암주의 안전율을 고려하여 설계에 반영하는 것이다. 이는 근접한 병설터널 사이에 형성된 필라부 해석(Shin & Kim, 2010; Kim et al., 2012)과 다소 유사한 점이 있으나 근본적으로 무지보 상태의 암주를 주로 고려한다는 점에서 가장 큰 차이를 보인다.

본 연구에서는 암반의 분류등급에 따라 암반의 일축압축강도를 추정한 후 2차원 수치해석을 수행하여 암주의 형상에 따른 무지보 상태의 암주 강도를 추정하였다. 또한 해석결과를 바탕으로 암반등급과 암주의 형상비에 따른 강도를 산정하여 비교하였다.

2. 암주의 안정성 평가방법에 대한 고찰

공간 확보 측면에서 주방식 공법에 고려되는 암주는 상부의 하중을 지지해주는 구조체로서 충분한 안정성을 유지해야 한다. 기존 연구들에서 제시한 암주의 설계법에서는 일반적으로 암주의 형상에 따른 암주의 강도(strength)와 응력(stress)을 산정하여 적합한 안전율(FOS, Factor of Safety)을 산정하는 방식으로 제시하고 있다. 여기서 암주의 높이 대비 폭의 비에 따라 암석의 일축압축강도와 암주의 파괴강도의 차이가 발생하는 주 원인은 원암과 연결되어 있는 암주 상하 끝단의 수평 변형율의 구속 효과(end-effect)로 인해 암주 높이에 비해 암주폭이 넓어지면 작용되는 수직하중에 대한 수평 구속효과가 커지면서 암주의 파괴강도가 높아지기 때문으로 판단된다. 따라서 암주에 작용하는 수직 재하하중에 대한 안전율 계산은 암주의 파괴 강도를 기준으로 산정된다. 암주에 작용하는 수직하중에 대한 암주의 안전율은 암주의 평균 강도(S_p)와 암주의 평균 응력(σ_p)으로 표현되며 다음 식 (1)과 같다.

$$FOS = \frac{S_p}{\sigma_p} \quad (1)$$

암주의 평균 응력(σ_p)은 암주의 너비가 작고 암주 사이의 방의 너비가 커질수록 암주에 집중되는 응력이 증가하게 된다. 즉, 상재하중에 대해 암반에서 암주가 차지하는 단면적의 비가 낮아질수록 암주에 작용하는 응력이 커진다는 것으로써, 이는 일반적으로 지류론(tributary theory)으로 설명된다. 지류론에서는 주방식 구조에서 방의 단면적과 암주의 면적비에 따라 정해지는 암주의 응력과 암주의 형상에 따라 달라지는 응력집중도에 관한 사항으로 구분할 수 있다 (Hoek and Brown, 1980; Shin & Kim, 2010). 지류론에 근거한 암주의 평균 응력은 다음의 식 (2)와 같이 표현된다.

$$\sigma_p = \frac{(w+s)^2 Z \gamma_s}{w^2} \quad (2)$$

여기서, w 는 암주의 너비(m), s 는 방의 폭(m), Z 는 지표에서부터의 심도(m), r_s 는 암반의 단위중량(kN/m^3)이다.

지류론에 근거한 암주의 응력 산정 방식은 모든 상재하중을 암주가 지지한다는 가정을 내포하며 휨응력이나 아칭효과는 고려되지 않는다. 이때 암주의 강도(S_p)는 경험적인 방법에 의해 추정되는 것이 일반적이다(Gonzalez-Nicieza et al., 2006). 암주의 강도는 기본적으로 암석의 일축압축강도에 근거하고 있으며 암주의 형상비에 따라 다르게 산정된다. 이와 관련된

대표적인 경험식들을 Table 1에 정리하였다. 기존의 경험식들에서는 대부분 암반의 강도(rock mass strength, S_o)를 무결암(intact rock)의 일축압축강도에서 약 40~60% 정도 감소하여 고려하고 있다(Table 1 참조). 이는 암반에 존재하는 절리 등의 불연속면과 형상비에 따른 강도 저하를 고려하기 위한 것으로써 연구마다 저감계수를 다르게 제시하고 있다. 특히, Hedley & Grant (1972)와 Kimmelman et al. (1984)은 암석의 일축압축강도를 기준으로 암주의 강도를 표준화하여 제시하였으며 이들의 연구에서 사용된 일축압축강도는 각각 230 MPa 및 94 MPa이다. Table 1에서도 알 수 있듯이 암주의 형상은 암주의 너비(w)와 높이(H)의 비의 형태로 고려되고 있다.

Fig. 1은 암석의 일축압축강도가 120 MPa이고 암주의 너비(w)가 10 m인 경우를 가정하였을 때, 기존 연구들에서 제시한 Table 1의 식들로 산정된 암주의 강도를 암주의 높이에 따라 도시한 것이다. Fig. 1과 같이 Lunder & Pakalnis (1997)의 제안식이 다른 제안식에 비해 가장 크게 암주의 강도를 산정하며 Sheorey et al. (2000)의 제안식이 가장 보수적이고 Hedley & Grant (1972)의 제안식이 평균정도의 강도를 산정하는 것을 알 수 있다.

미국 NIOSH 가이드라인(Esterhuizen et al., 2011)에서는 현장 자료를 토대하여 암주에 존재하는 절리를 고려한 암주의 강도식을 다음의 식 (3)과 같이 제시하고 있다.

Table 1. Empirical equations for the pillar strength dependent upon the ratio of its width to height

Reference	Pillar strength (S_p)	Rock mass strength (S_o)	Note
Hedley and Grant (1972)	$S_p = S_o \frac{w^{0.5}}{H^{0.75}}$	$0.578 \sigma_c$	$\sigma_c = 230 \text{ MPa}$
Kimmelman et al. (1984)	$S_p = S_o \frac{w^{0.46}}{H^{0.66}}$	$0.691 \sigma_c$	$\sigma_c = 94 \text{ MPa}$
Lunder and Pakalnis (1997)	$S_p = S_o \left(0.680 + 0.520 \frac{w}{H} \right)$	$0.440 \sigma_c$	-
Sheorey et al. (2000)	$S_p = S_o \left(\frac{1}{H} \right)^{0.36} + \left(\frac{H}{250} + 1 \right) \left(\frac{w}{H} - 1 \right)$	$0.270 \sigma_c$	-

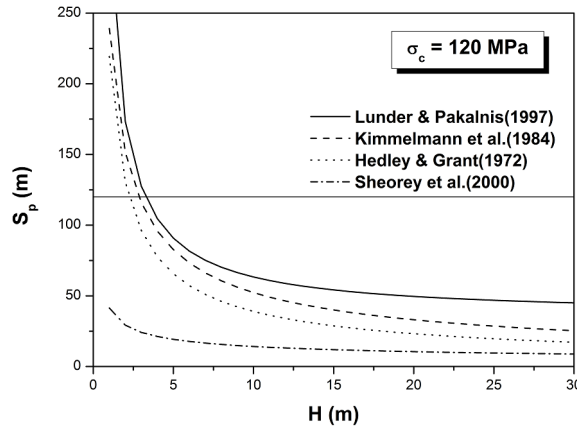


Fig. 1. Comparison of the pillar strengths estimated by four-different kinds of empirical equations ($w=10$ m)

$$S_p = 0.65 \times \sigma_c \times LDF \times \frac{w^{0.30}}{H^{0.59}} \quad (3)$$

여기서, LDF (Large discontinuity factor)는 절리 조건에 따른 강도 저감계수로서 절리의 상태에 따라 최소 0.06에서 최대 1까지의 값을 갖는다. NIOSH 가이드라인(Esterhuizen et al., 2011)에서는 LDF 가 불연속면의 각도 계수(DDP , discontinuity dip factor)와 절리의 빈도 계수(FF , frequency factor)의 곱으로 표현되며 ($1-DDP \times FF$) 각 경우에 대한 값이 표로 제시되어 있다. 본 연구에서는 절리에 대한 영향을 배제한 무지보 암주의 평가를 위하여, 강도 저감계수(LDF)를 절리가 존재하지 않는 조건인 1로 적용하였다 (Esterhuizen et al., 2011).

우리나라의 터널설계 시에는 RMR (Rock Mass Rating)에 따라 암반을 5등급으로 나누어 설계에 적용하고 있는 것이 일반적이다(Kim et al., 2012). 반면, Bieniawski (1973; 1988; 1989; 1993)는 5가지의 등급별로 암의 전단강도 계수(c , ϕ)를 제시한 바 있다. Mohr-Coulomb 파괴이론에 근거하여 등급에 따른 전단강도 계수로부터 식 (4)와 같이 암석의 일축압축강도를 산정할 수 있다.

$$\sigma_c = 2c \cos \phi / (1 - \sin \phi) \quad (4)$$

하지만 Bieniawski가 제시한 등급별 전단강도 계수를 식 (4)에 적용하여 산정한 일축압축강도는 실험실에서 측정된 실제 강도에 비해 매우 낮은 값을 나타낸다. 예를 들어, RMR이 80이고 60일 때 산정된 일축압축강도는 각각 1.97 MPa 및 1 MPa 이하로서 흙의 강도와 유사해 진다(Ramamurthy, 2004). 따라서 Kalamaras & Bieniawski (1995)는 Carter et al. (1991)의 연구를 바탕으로 암반의 일축압축강도와 암석의 일축압축강도간의 상관관계를 다음의 식 (5)와 같이 제시한 바 있다.

$$\frac{UCS_{RM}}{UCS_i} = \exp[(RMR - 100)/24] \quad (5)$$

여기서, UCS_{RM} 은 암반의 일축압축강도, UCS_i 는 암석의 일축압축강도이다. 암반의 일축압축강도와 암석의 일축압축강도 사이의 상관관계는 여러 연구자들에 의해 다양한 경험식이 제시되어 있으나(Yudhbir et al., 1983; Ramamurthy, 1986; Palmström, 1995; Sheorey, 1997; Aydan and Dalgic, 1998; Hoek et al., 2002), 본 연구에서는 절리계수를 도입한 경우에서도 유사한 상관관계를 보이며(Ramamurthy, 2004) 기존에 제시된 경험식들 가운데 평균정도의 값(Dinc et al., 2011)을 보이는 식 (5)를 도입하였다. 따라서

우리나라의 일반적인 터널설계 시에 사용되는 5개 등급의 암반 강도를 각각의 RMR값에 따라 식 (5)를 사용하여 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있다. 이 상과 같이 본 연구에서는 RMR등급에 따른 무지보 상태의 암주 강도를 기존 경험식으로부터 산정하여 형상에 따른 암주의 안정성을 평가하는 데에 활용하였다.

3. 수치해석에 의한 암주 강도의 추정

3.1 해석조건

Fig. 2는 본 연구에서 고려한 수치해석 모델의 모식도이며, 본 연구에서 사용된 수치해석 프로그램은 지반의 비선형 거동을 모사할 수 있는 유한요소 프로그램인 Midas GTS이다. 수치해석에서 암주의 너비(w)와 방의 너비를 모두 6 m로 설정하였고, 암주의 형상비 (w/H)를 0.4, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0로 고려하기 위하여 암주와 방의 높이를 15 m, 7.5 m, 6 m, 4 m 및 3 m로 적용하였다. 암반의 모델링 범위는 암주면으로부터 상하부 $2w$ 로 설정하였으며, 측면은 대칭이 되도록 모델링하고 상부에서 하중이 가해지는 것으로 모사하였다. 또한 암주 상부와 하부의 암반은 암주와 동일한 물성을 가지는 것으로 가정하였다. 암주는 2개의 방 중간에 위치하며 상재하중의 증가에 따른 암주의 응

력-변위 거동을 검토하였다. 암주의 평균 수직응력을 평가하기 위하여 수치해석 결과로부터 암주 중앙부의 평균 응력을 산정하였으며, 또한 변위는 암주의 상부와 하부의 측점으로부터 변위를 측정하여 산정하였다 (Fig. 2 참조). 또한 해석에서 측압계수(K_0)는 1로서 정수압 상태를 가정하였다.

3.2 암반의 역학적 특성 산정

본 연구에서는 우리나라의 일반적인 터널설계 시에 적용하고 있는 RMR에 근거한 5단계의 암반분류 가운데 비교적 양호한 암반 조건인 1~3단계의 암반을 모델에 적용하였다. 이와 같이 해석에 사용된 암반의 물성을 Table 2에 정리하였다. 암반은 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용한 탄소성 모델로 모사하여, 해석을 통해 산정한 암주의 응력-변형을 곡선에서 암주가 소성 거동을 보이는 시점의 응력을 형상에 따른 암주의 강도로 적용하였다.

Fig. 3은 Table 1 및 식 (3)으로 계산된 암주의 w/H 비율에 따른 암주의 강도와 암석의 일축압축강도 사이의 관계이다. Fig. 3과 같이 Hedley & Grant (1972)의 제안식과 NIOSH의 제안식(Esterhuizen et al., 2011)이 평균정도의 경향을 보이며 전체적으로 w/H 비율이 증가할수록 암주의 강도와 일축압축강도의 비가 증가하는 형태를 보인다.

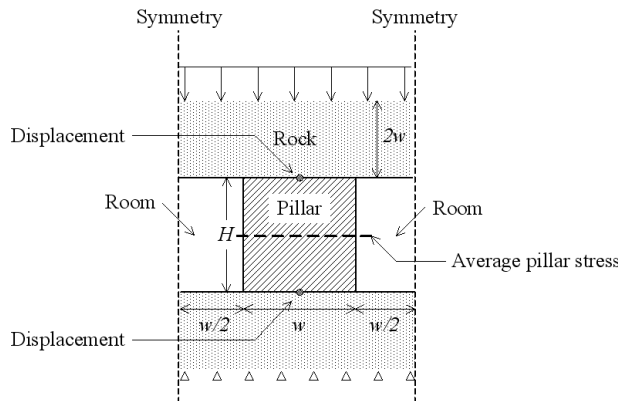


Fig. 2. Schematic diagram of the numerical model in this study

Table 2. Input parameters for rock masses

Rock mass properties	Case 1	Case 2	Case 3
RMR (Rock mass classification)	90 (Type I)	70 (Type II)	50 (Type III)
UCS_i (MPa)	250	175	75
UCS_{RM} (MPa) (Kalamaras and Bieniawski, 1995)	164.8	50.1	9.3
Unit weight (kN/m^3)	26	24.5	24
Deformation Modulus (MPa)	15,000	9,000	4,200
Poisson's ratio	0.20	0.22	0.23
Cohesion (kPa)	2,700	1,700	600
Friction angle ($^\circ$)	40	36	32

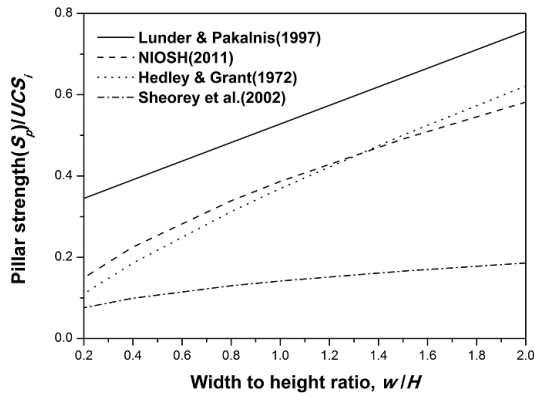


Fig. 3. Relationship between w/H ratio and pillar strength

4. 수치해석 결과 분석

Fig. 4는 본 연구의 수치해석에서 얻어진 암주의 응력-변형률 곡선의 예이며, Fig. 5는 형상비(w/H)가 0.8일 때 Case 3의 해석 결과를 보여준다. 앞서 설명한 바와 같이, 본 해석에서는 암주의 중앙부에서 측정된 수직응력이 수렴하는 지점의 응력(항복응력)을 암주의 강도로 간주하였다. Fig. 5(a)와 같이 하중이 증가함에 따라 암주의 측면부가 먼저 항복하여 소성 거동을 보인 후 점차 중앙부로 소성영역이 확대되는 경향을 나타내었다. 또한 Kim et al. (2012)의 연구결과와 마찬가지로 암주 중앙부의 수직 응력은 주변의 구속력으로 인해 응력이 상대적으로 컸으며 측면부로 갈수록 감소하는 형태로 나타났다.

Fig. 6은 기존 경험식 중 최대값(Lunder & Pakalnis, 1997)과 평균값(Hedley & Grant, 1972), 그리고 가장 보수적인 값(Sheorey et al., 2000)을 보이는 제안식을 선정하여 해석 결과와 함께 도시한 것이다. 형상비가 상대적으로 작을 때($w/H < 1.0$), 수치해석으로 추정된 암주의 강도는 기존 경험식들보다 낮게 산출되는 반면, 형상비가 커질수록 수치해석에서 얻어진 암주 강도가 증가하는 경향을 보였다. 특히, Case 1의 경우, 형상비가 2일 때 암주의 강도는 일축압축강도와 거의 유사한 강도를 보였다. 형상비가 1.5인 경우에는 RMR이 90, 70 및 50일 때의 암주 강도와 일축압축강도의 비율이 각각 0.56, 0.42 및 0.19이었다. 반면, 형상비가 1일 때 수치해석으로부터 얻어진 암주 강도는 암석 일축압축강도의 약 10% 수준으로 나타났다. 이상과

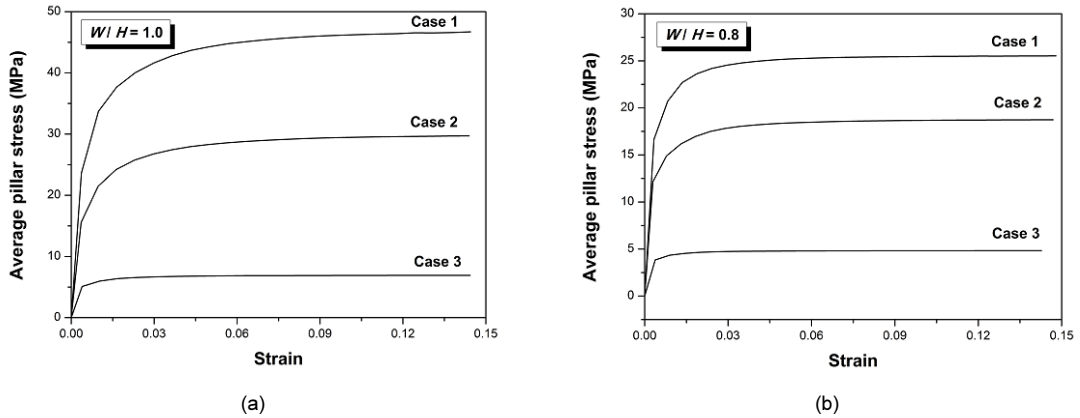


Fig. 4. Examples of the stress-strain curve of the pillar; (a) $w/H=0.8$, (b) $w/H=1.0$

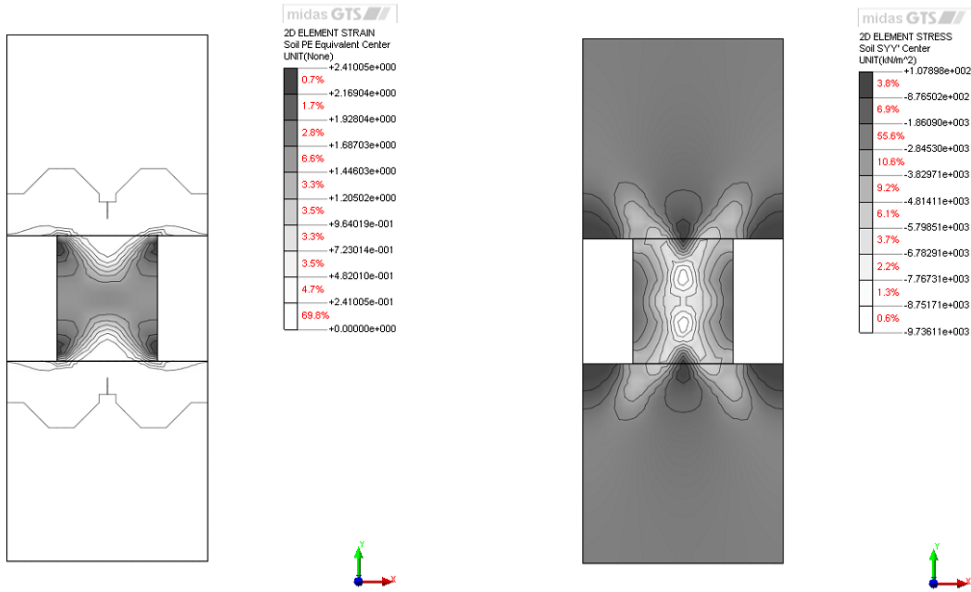


Fig. 5. Results of the numerical analysis ($w/H = 0.8$); (a) Equivalent plastic strain, (b) Vertical stress

같이 주방식 구조의 안정성 측면에서 암반의 특성뿐만 아니라 암주의 형상비가 무엇보다 중요한 설계항목임을 알 수 있다.

수치해석 결과, 전반적으로 형상비가 1보다 낮은 경우에는 Sheory et al. (2002)의 경험식과 유사하였으며, 형상비가 1보다 큰 경우에는 비교적 Hedley & Grant (1972)의 경험식에 가까웠다. 또한 수치해석 결과로부터 추정해보면, 본 연구에서 적용한 조건 하

에서 RMR이 50미만으로서 상대적으로 불량한 암반 조건일 경우에는 가장 보수적인 암주 강도를 산출하는 Sheorey et al. (2000)의 경험식보다도 암주 강도가 낮게 평가될 가능성이 있는 것으로 나타났다. 하지만 주방식 공법은 암주의 자립이 어느 정도 가능한 양호한 조건에서 적용되는 것이 일반적이다. 따라서 본 연구에서 비교한 경험식들 가운데에서는 수치해석 결과와 상대적으로 가까운 암주 강도를 추정하며 보

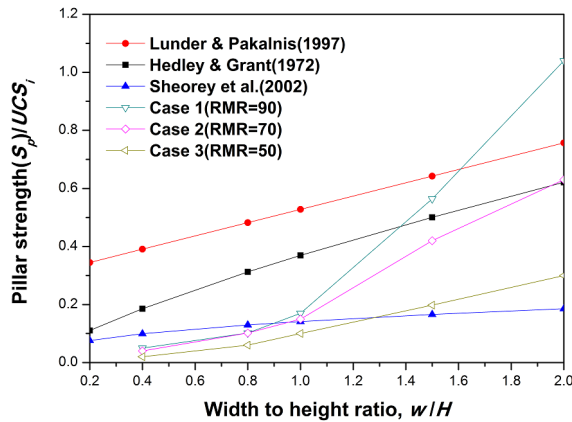


Fig. 6. Comparisons between empirical equations and numerical analyses at different rock mass conditions

수적인 설계가 가능한 Sheorey et al. (2000)이 적용성이 높을 것으로 사료된다.

Esterhuizen (2006)의 연구에서도 수치해석을 통해 암주의 강도를 추정하였으며, RMR이 70이고 암주의 형상비가 1.0, 1.5 및 2.0일 때 암석의 일축압축강도와 암주의 강도 비율은 각각 0.4, 0.55 및 0.6으로 나타났으며 RMR이 80일 경우에는 각각 0.5, 0.92 및 1.05로 증가하였다. 또한 RMR이 70이상의 암반에서 일축압축강도와 암주의 강도 비율은 형상비가 1.0일 경우부터 급격히 증가하고 RMR 70이하에서는 상대적으로 강도 비율이 낮게 나타나는 것으로 보고하였으며, 이러한 결과는 앞선 본 연구의 수치해석 결과들과 동일하다.

그러나 이상의 해석결과(Fig. 6)는 암주의 강도와 암석의 일축압축강도를 비교한 것으로서, 암반 내의 불연속면들의 영향과 크기 효과(size effect)를 고려하

기 위하여 암반의 압축강도를 추정하고 이를 암주 강도와 비교하여 암주의 안정성을 평가하는 것이 필요하다. 실제로 암석의 일축압축강도와 암주 강도를 비교한 결과(Fig. 6)에 따르면, 암주강도와 암석 일축압축강도의 비율은 형상비가 2이고 RMR이 90인 경우를 제외하고는 모두 1이하이다. 따라서 Kalamaras & Bieniawski (1995)가 제안한 앞선 식 (5)을 활용하여 암석의 일축압축강도와 RMR로부터 암반의 압축강도를 추정하고 이를 수치해석에서 얻어진 암주 강도와 비교하였다(Table 3 및 Fig. 7).

분석결과, Case 1은 RMR이 90으로 매우 양호한 암반조건인 관계로 식 (5)로 추정된 암반의 압축강도는 암석 일축압축강도의 약 66% 수준으로서 형상비가 1.5보다 커야만 암주 강도와 암반 강도의 비율이 1이상을 만족하는 것으로 나타났다. 특히, 현지 응력 수준이 높고 강도가 높은 암반에서는 암반과열(rock

Table 3. Comparisons between pillar strength and rock mass strength at different w/H ratios

w/H ratio	S_p/UCS_{RM}		
	Case 1	Case 2	Case 3
0.4	0.08	0.14	0.16
0.8	0.15	0.36	0.48
1.0	0.25	0.52	0.81
1.5	0.86	1.47	1.60
2.0	1.58	2.20	2.42

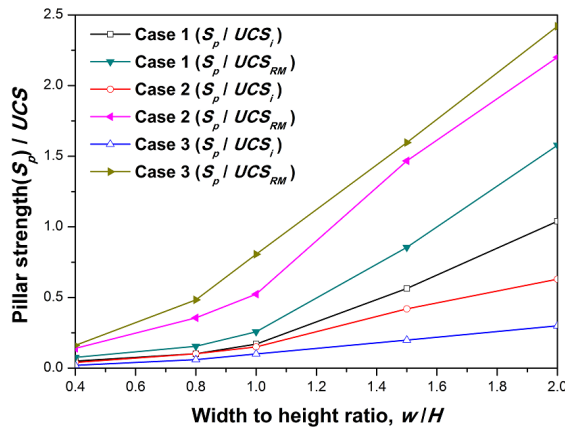


Fig. 7. Ratios of pillar strengths to rock mass and intact rock strengths at different w/H ratios

spalling)이 관찰되는 경우도 있으므로, 향후에는 매우 양호한 암반조건에서는 암주의 취성파괴에 대한 검토도 필요할 것으로 사료된다. 반면, Case 2와 Case 3에서는 형상비가 1~1.5 사이이면 암주 강도와 암반의 압축강도의 비율이 1이상이 되는 것으로 나타났다. 특히, Case 3이 상대적으로 큰 강도 비율을 보이는 것으로 나타났는데 이는 앞서 언급한 바와 같이 RMR이 작을수록 암반의 압축강도가 상대적으로 작게 평가되기 때문이다. 이상으로부터 주방식 구조의 안정성 평가에 있어서 암주 강도의 산출뿐만 아니라 합리적인 암반 강도의 평가가 매우 중요하다는 것을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 수치해석을 통하여 주방식 공법에서 무지보 암주의 강도를 평가하기 위한 기초적인 연구를 수행하였으며, 이를 통해 얻어진 주요 결론들을 요약하면 다음과 같다.

1. RMR에 근거한 3가지 조건의 암반에 대해 무지보 암주의 크기와 폭을 달리하며 유한요소 해석을 실시한 결과, 암주의 폭이 높이보다 커질수록 암주 강도와 암반 강도의 비율이 증가하는 것으로 나타

났다. 특히 암주의 폭과 높이의 비율(w/H)이 1이상 일 경우에 이러한 강도 비율의 증가폭이 상대적으로 크게 나타났다. 따라서 주방식 구조의 안정성 측면에서 암반의 특성뿐만 아니라 암주의 형상이 중요한 설계검토 항목임을 알 수 있었다.

2. 암주 강도를 추정하기 위해 제시된 기존의 경험식들과 수치해석 결과를 비교한 결과, w/H 이 1보다 낮은 경우에는 Sheory et al. (2002)의 경험식과 유사하였으며, 반면 w/H 이 1보다 큰 경우에는 Hedley & Grant (1972)의 경험식과 유사하였다. 이와 같이 주방식 구조의 안정성을 개략적으로 평가하기 위한 현장자료 기반의 경험식을 활용하기 위해서는 암주의 형상 조건에 따라 적합한 경험식을 적용하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

3. 암주의 안정성을 평가하는데 있어 암주 강도와 무결암의 일축압축강도를 비교하는 것은 암주의 안정성을 과소평가할 수 있는 가능성이 있으므로, 불연속면들의 영향과 크기 효과를 고려할 수 있는 암반의 압축강도와 비교하는 것이 필요하다. 본 연구의 해석 조건에서는 w/H 가 약 1.5 이상이면 암주의 강도가 암반의 추정 압축강도를 상회하는 것으로 나타났다. 이상의 해석적인 검토결과, 암주의 안정성을 신뢰적으로 평가하기 위해서는 암반 강도를 합리적으로 산출하는 것이 무엇보다 중요

하다는 것을 알 수 있었다.

4. 본 연구는 수치해석 및 경험식들을 활용하여 무지보 상태의 암주 강도를 비교·평가한 내용으로서, 향후에는 보다 다양한 암반 조건 및 암주 형상에 대해 지보 효과와 암주의 파괴 메커니즘을 함께 고려할 수 있는 암주의 안정성 평가에 대한 후속 연구가 필요하다. 또한 암반 분류법과 무결암의 일축압축강도 등을 활용하여 암반 강도를 합리적으로 추정하기 위한 방법에 대해서도 지속적인 연구가 요구된다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 주요사업인 “운용 중 공간확장이 가능한 지하 굴착 및 안정화 기술 개발”의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. Aydan, O., Dalgic, S. (1998), “Prediction of deformation behaviour of 3 lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anotolian Fault Zone (NAFZ)”, In: Proceedings of the regional symposium on sedimentary rock engineering, Taipei, pp. 228-233.
2. Bieniawski, Z.T. (1973), “Engineering classification of jointed rock masses”, Trans S Afr Inst Civ Eng, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344.
3. Bieniawski, Z.T. (1988), “Rock mass rating systems in engineering practice”. Symposium on Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM, STP 984, pp. 17-34.
4. Bieniawski, Z.T. (1989), Engineering rock mass classification, Wiley, New York.
5. Bieniawski, Z.T. (1993), “Classification of rock masses for engineering the RMR system and future trends”, J.A. Hudson (Ed.), Comprehensive rock engineering, Vol. 3, Pergamon Press, UK, pp. 553-573.
6. Carmody, J., Sterling, R. (1993), Underground Space Design - A guide to Subsurface Utilization and Design for People in Underground Spaces, International Thomson Publishing company, p. 110.
7. Carter, B.J., Duncan, E., Scott, J., Lajtai, E.Z. (1991), “Fitting strength criteria to intact rock”, Int. J. Geotechnol. Geol. Eng., Vol. 9, pp. 73-81.
8. Dinc, O.S., Sonmez, H., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E. (2011), “A new general empirical approach for the prediction of rock mass strengths of soft to hard rock masses”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 48, Issue 4, pp. 650-665.
9. Esterhuizen, G.S., Dolinar, D.R., Ellenberger, J.L., Prosser, L.J. (2011), Pillar and roof span design guidelines for underground stone mines, Department Of Health And Human Services, NIOSH, IC 9526.
10. Esterhuizen, G.S., Dolinar, D.R., Ellenberger, J.L. (2008), “Pillar strength and design methodology for stone mines”, In: Proceedings of the 27th international conference on ground control in mining. Morgantown WV: West Virginia University, pp. 241-253.
11. Esterhuizen, G.S. (2006), “An evaluation of the strength of slender pillars”. SME annual meeting and exhibit, March 27-29, St. Louis, Missouri, preprint 06-003. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc., Littleton.
12. Gonzalez-Nicieza, C., Alvarez-Fernandez, M.I., Menendez-Diaz, A., Alvarez-Vigil, A.E. (2006), “A comparative analysis of pillar design methods and its application to marble mines”, Rock Mech. Rock Engng., Vol. 39, No. 5, pp 421-444.
13. Dinc, O.S., Sonmez, H., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E. (2011), “A new general empirical approach for the prediction of rock mass strengths of soft to hard rock masses”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 48, Issue 4, pp. 650-665.
14. Hardy, P., Agapito, J.F.T. (1982), “Induced horizontal

- stress method of pillar design in oil shale”, XV Oil Shale Symp. Colorado School of Mines, Golden, Colorado.
15. Hartman, H.L., Mutmansky, J.M. (2002), *Introductory Mining Engineering*, 2nd edition, Wiley, New Jersey.
 16. Hedley, D.G.F., Grant, F. (1972), “Stope-and-pillar design for the Elliot Lake uranium mines”, *Bull. Can. Inst. Min. Metallurg.* Vol. 63, pp. 37-44.
 17. Hoek, E., Brown, E.T. (1980), *Underground excavation in rock*, Institution of Mining and Metallurgy.
 18. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., Corkum, B. (2002), “Hoek-Brown failure criterion-2002 edition”, In: *Proceedings of the fifth north american rock mechanics symposium*, Toronto, pp. 267-273.
 19. Kalamaras, G.S., Bieniawski, Z.T. (1995), “A rock strength concept for coal seams incorporating the effect of time”, *Proceedings of the Eighth International Congress on Rock Mechanics*, Vol. 1, pp. 295-302.
 20. Kim, W.-B., Yang, H.-S., Ha, T.-W. (2012) “An assessment of rock pillar behavior in very near parallel tunnel”, *Journal of Korean Society for Rock Mechanics*, Vol. 22, No. 1, pp. 60-68 (in Korean).
 21. Kimmelman, M.R., Hyde, B., Madgwick, R.J. (1984), “The use of computer applications at BCL limited in planning pillar extraction and design of mining layouts”, In: *Proc., ISMR Symp. Design and Performance of Underground Excavations*. Brit. Geotech. Soc., London, pp. 53-63.
 22. Krauland, N., Soder, P.E. (1987), “Determinating pillar strength from pillar failure observations”, *Eng. Min. J.* Vol. 8, pp. 34-40.
 23. Lunder, P.J., Pakalnis, R. (1997), “Determination of the strength of hard-rock mine pillars”, *Bull. Can. Inst. Min. Metall.* Vol. 90, pp. 51-59.
 24. Palmström, A. (1995), *RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Ph.D. thesis, University of Oslo, Norway.
 25. Potvin, Y., Hudyma, M.R., Miller, H.D.S. (1989), “Design guidelines for open stope support”, *Bull. Can. Min. Metall.* Vol. 82, pp. 53-62.
 26. Ramamurthy, T. (2004), “A geo-engineering classification for rocks and rock masses”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41, Issue 1, pp. 89-101.
 27. Ramamurthy, T. (1986), “Stability of rock mass”, *Indian Geotech J.* pp. 1-74.
 28. Sheorey, P.R. (1997), *Empirical rock failure criteria*, Balkema, Rotterdam.
 29. Sheorey, P.R., Loui, J.P., Singh, K.B., Singh, S.K. (2000), “Ground subsidence observations and a modified influence function method for complete subsidence prediction”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 37, pp. 801-818.
 30. Shin, Y.-W., Kim, Y.-G. (2010) “Review of mechanical behaviors of pillar in large parallel tunnel”, *Journal of Korean Society for Rock Mechanics*, Vol. 20, No. 3, pp. 131-144 (in Korean).
 31. Yudhbir, Y., Lemanza, W., Prinzl, F. (1983), “An empirical failure criterion for rock masses”, In: *Proceedings of the fifth international congress society of rock mechanics*, Melbourne, Vol. 1, pp. B1-8.