

2차원 불연속체 해석에 의한 양호한 암반 내의 지하공동 형상비가 안정성에 미치는 영향 검토

유광호^{1*}, 정지성²

The effect of the shape factor of an underground cavern in good rock conditions on its stability by 2D discontinuum analysis

Kwang-Ho You, Ji-Sung Jung

Abstract Recently the concern about the construction of underground structures such as oil and food storage caverns is increasing in Korea and abroad. The stability of those underground caverns is greatly influenced by shape factor and the size of excavation area as well as the joint conditions. In this study, therefore, the effect of the shape factor of an underground cavern on its stability was analyzed in terms of safety factor. To this end, four different shape factors of a cavern excavated in good rock conditions were investigated and sensitivity analyses were performed based on overburden, lateral earth pressure coefficient, joint spacing, properties, and orientation. The stability of a cavern is evaluated in terms of safety factor estimated numerically based on the shear strength reduction technique. In future, this study is expected to be helpful in designing and evaluating the stability of caverns excavated in discontinuous rock masses.

Keywords: Underground cavern, shape factor, discontinuum analysis

요 지 현재 국내·외에서는 유류 지하 비축 공동, 식품 저장 공동 등과 같은 지하구조물 건설에 대한 관심이 증가하고 있다. 이러한 지하공동의 안정성을 평가할 때 형상비나 굴착면적을 비롯하여 지하공동이 굴착될 암반의 절리 발달 상태는 매우 중요하다. 따라서 본 연구는 형상비가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 안전율 중심으로 분석하였다. 이를 위해 양호한 암반 내에 시공되는 공동의 네 가지의 형상비를 가정하고, 토포고, 측압계수, 절리의 간격, 강도 및 방향을 달리하여 민감도 분석을 실시하였다. 공동의 안정성은 강도감소기법을 이용하여 수치해석에 의해 얻은 안전율을 사용하여 평가되었다. 본 논문은 향후 불연속면을 포함한 암반에 시공되는 지하공동 설계 및 안정성 평가에 도움이 될 수 있을 것으로 기대된다.

주요어: 지하공동, 형상비, 불연속체 해석

1. 서 론

실제 암반은 불연속면을 포함하지 않는 경우가 거의 없다. 또한 지하구조물이 대형화될수록 굴착면이 불연속면을 만날 확률이 높아지게 되므로 지하공동 설계 시 불연속면의 영향을 파악하는 것이 중요하다. 불연속면이 발달한 암반 내에서 지하구조물을 시공할 경우 안정성 평가를 위해 암반의 상태는 물론 절리의 발달 상태 등의 불연속면의 특성을 고려하는 것이 중요할 수 있다. 따라서 불연속체 해석에 의해 안정성을 확인하여 이를 지하공동 설계에 반영하는 것이 요구된다.

터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위해 유광호 등

(2000, 2001, 2005)은 전단강도감소기법(shear strength reduction technique)에 기초하여 수치해석 시 터널의 안전율을 구하는 방법을 제시한 바 있다. 이 방법은 지보재의 파괴가 고려된 터널의 안전율을 산정하기 위해 허용응력설계법에 기초하여 슛크리트 내에 발생하는 응력이 허용응력을 초과하면 슛크리트가 파괴된다고 가정하고, 전단강도 감소기법을 이용하여 수치해석적으로 안전율을 구하는 방법이다.

김치환(2000)은 개별요소법에 의한 터널의 안정성 해석에 있어서 설계정수를 결정하는 방법에 대해 기술한 바 있으며, 이성규와 김치환(2001)은 개별요소법을 이용한 터널의 안정성 해석에 있어 Barton-Bandis 절리 모델과 Mohr-Coulomb 절리 모델의 해석 결과를 연속체 해석결과와 비교·분석하였다. 연구 결과, Barton-

¹수원대학교 토목공학과 교수

²삼보기술단 지반사업부

*교신저자: 유광호 (E-mail: khyou@suwon.ac.kr)

Bandis 모델을 이용한 불연속체 해석은 연속체 해석결과와 유사한 변위 및 응력 분포를 주는 반면, Mohr-Coulomb 모델을 이용한 불연속체 해석은 연속체 해석의 결과에 비해 변위 및 최소 주응력이 더 작게 발생함을 확인하였는데, 이는 절리면의 전단거동 시 팽창각이 일정하게 유지되는 Mohr-Coulomb 모델의 특성 때문이라고 분석하였다.

유광호와 정지성(2008)은 2차원 연속체 해석을 통하여 지하공동의 형상비가 안정성에 미치는 영향을 살펴보았다. 이를 위해 5 가지 형상비를 가정하여 강도감소기법을 이용한 수치해석을 통해 얻은 안전율을 중심으로 비교분석하여 지하공동의 안정성을 평가하였으며, 형상비가 1.0에 가까울수록 안전율이 커진다고 제안하였다.

본 연구에서는 지하공동 굴착 시 지하공동의 형상, 주위 암반 및 불연속면의 상태가 지하공동의 안정성에 미치는 영향에 대해 살펴보았다. 이를 위해 암반블록과 절리의 상호작용을 해석할 수 있는 UDEC(Universal Distinct Element Code) 2D Ver. 4.0(Itasca Consulting Group Inc., 2004) 프로그램을 이용하여 민감도 분석을 실시하였다. 민감도 분석을 위해 4개의 단면을 사용하였으며 절리강도, 절리간격, 토피고, 축압계수를 달리하여 총 192 가지의 경우에 대하여 수치해석을 실시하였다. 또한, 불연속체 안전율 산정 루틴을 작성하여 민감도 분석을 실시하고 그 결과를 분석하여 각각의 형상과 주변상태에 따른 안정성을 검토하였다.

2. 불연속체 해석에서의 지하구조물 안정성 평가

2.1 해석 개요

불연속체 암반의 해석 시 암반블록과 절리의 상호작용을 해석할 수 있는 개별요소해석 프로그램인 UDEC-2D Ver. 4.0(Itasca Consulting Group Inc., 2004)을 사용하여 다음과 같은 조건에 대해 민감도 분석을 실시하였다. 이를 위해 암반은 1등급으로 고정된 채로 4 가지 형상비, 절리간격 2 m, 3 m(2 가지), 두 조의 직교하는 절리를 갖는 절리방향 A(0°/90°) 및 B(45°/135°)(2 가지), 절리강도는 암반블록 강도의 0.2, 0.5, 1.0배(3 가지), 토피고는 100 m, 250 m(2 가지), 축압계수는 0.7, 1.5(2 가지)로 나누어 총 192 가지의 경우에 대하여 수치해석

을 실시하였다. 굴착단계별 하중분담율은 터널굴착-연성 슛크리트타설-경성 슛크리트타설 단계마다 60% - 20% - 20%로 가정하였다.

2.2 전단강도감소기법 및 안전율 산정 루틴

전단강도감소기법은 수치해석 시 실제 중력을 가한 상태에서 지반의 강도를 감소시켜 가며 해석을 수행하고 지반이 파괴될 때의 강도와 원지반의 강도비로서 안

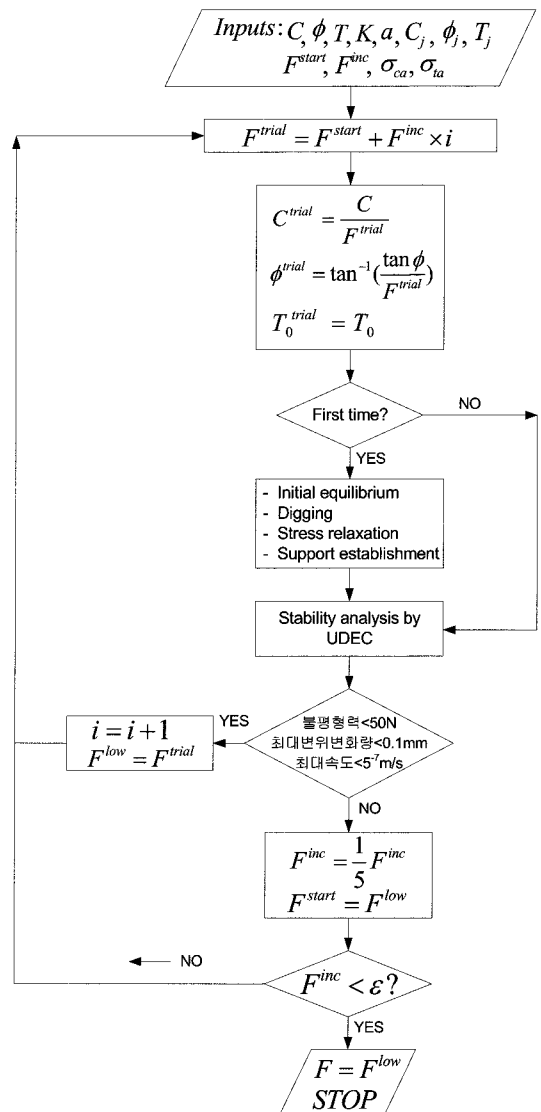


그림 1. 2차원 불연속체 해석 시 안전율 산정

전율을 구할 수 있는 유용한 기법이다. 강도감소기법은 이미 1975년에 Zienkiewicz 등에 의하여 사용된 바 있으며, 그 이후에도 Naylor(1982), Giam and Donald(1988), Matsui and San(1992), Ugai and Leshchinsky(1995), 김영민(1999) 등에 의하여 사용된 바 있다. 특히 전단강도감소기법은 유광호와 정지성(2008)에 의해 연속체 해석 시 지하공동의 안정성 평가를 위해 사용되었고, 본 연구에서도 불연속체 해석을 위해 적용되었다.

지하공동의 불연속체 해석에서 강도감소기법을 사용하려면 실제 암반블록 및 절리의 접착력 c 와 내부 마찰각의 $\tan\phi$, 및 인장강도 T_0 를 시험 안전율 F^{trial} 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행하여 지하공동의 안전율을 구한다. 이때 시험안전율과 이에 의해 감소된 암반블록 및 절리의 전단강도는 식 (1), (2) 및 (3)과 같은 관계를 갖게 된다.

$$c^{trial} = \frac{c}{F^{trial}} \tag{1}$$

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

$$T_0^{trial} = \frac{T_0}{F^{trial}} \tag{3}$$

불연속체 해석 시 안전율을 체계적으로 구하기 위하여 전단강도감소기법에 근거하여 그림 1에 도시된 순서도에 따라 별도의 안전율 산정루틴이 작성되었다. 단, 본 연구에서는 전단강도정수를 감소시킬 때 암반블록과 절리에 동시에 적용하여 안전율을 산정하였다.

2.3 불연속체 해석모델링 및 입력강도정수

불연속체 해석에서는 연속체 해석과 달리 절리의 거동을 모사하기 위해 절리강도, 절리간격, 절리방향 등의

입력값이 요구된다. 해석에 사용된 절리강도는 암반블록의 강도를 기준으로 상대적인 값을 가정하였는데, 절리강도가 안정성에 미치는 영향을 살펴보기 위해 표 1에 정리된 것과 같이 암반블록 강도의 0.2, 0.5 및 1.0배에 해당하는 값을 해석에 사용하였다. 암반블록은 변형이 가능한 모델(deformable block)로 Mohr-Coulomb 구성모델이 사용되었고, 절리는 면적 접촉(area contact)에 근거한 Coulomb 모델이 사용되었다.

지하공동은 대부분 양호한 암반에 굴착되기 때문에, 대상암반은 Q-System 분류법에 의해 약 40 정도의 Q값을 갖는 양호한 1등급 암반으로 가정하였다. 암반블록 강도는 표 1과 같이 절리강도 1.0배의 값과 같은 값을 가지며, 단위중량은 $2,600 \text{ kg/m}^3$, 포아송비는 0.2를 가진다고 가정하였다.

지하공동의 형상비(공동의 높이/공동의 폭)가 안정성에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 그림 2에 도시되어 있는 바와 같이 4 가지의 형상비를 갖는 단면을 가정하여 수치해석을 수행하였다. 지하공동 굴착 시 굴착면적을 고려하여 Case 1은 상하 분할굴착, 그 외의 Case는 단단 분할굴착으로 모사하였다. 갱리리와 벤치로 나누어 갱리리를 먼저 굴착한 후 벤치를 굴착하였으며 굴착 순서는 최상단에서 하단부로 순차적으로 이동하도록 하였다. 갱리리나 벤치를 굴착할 때에는 지하공동 중심부를 먼저 굴착하고 우측으로 이동하며 굴착하였다. 그림 2에 나타난 Case들의 1회 굴착면적은 공동의 높이와 폭을 감안하여 결정되었다.

각 Case별 지하공동의 제원은 표 2에 나타난 것과 같다. 표 2에서의 형상비는 공동 높이를 공동 폭으로 나눈 값으로 1.0에 가까우면 높이와 폭이 같은 경우이고, 값이 커질수록 공동이 수직으로 길어지는 것을 의미한다.

지하공동의 보강을 위한 Case별 지보패턴은 Barton 등이 제시한 Q-System을 이용하여 결정하였다(Barton

표 1. 암반블록 및 절리의 입력 강도정수

암반블록 강도와 상대비교	수직강성 (GPa)	전단강성 (GPa)	접착력 (MPa)	마찰각 (°)	인장강도 (MPa)
암반블록 및 절리강도 1.0배	22.28	16.708	23.6	52	11.8
절리강도 0.5배	11.139	8.354	11.8	26	5.9
절리강도 0.2배	4.45	3.342	4.7	10	2.3

et al., 1974). 이 때 필요한 사용목적에 따른 ESR(굴착 지보비율)은 모든 Case에 지하유류 저장시설에 해당하는 1.3으로 가정하였고, 지하공동의 span(등가직경)은 각각의 Case 마다 달리 고려하여 록볼트 길이를 결정하였다. 그 결과 표 3과 같이 록볼트 간격은 종방향 및 횡방향을 3.0 m, 슛크리트 두께는 5cm로 산정되었다.

절리간격 및 방향의 영향을 살펴보기 위하여 절리간격은 2 m 및 3 m, 절리방향은 0°/90°의 직교하는 두 조의 절리로 구성된 A와 45°/135°의 B로 나누어 4 가지 경우에 대하여 해석을 실시하였다. 그 중 그림 3(a)에 절리방향 A, 절리간격 3 m인 경우의 암반상태를, 그림 3 (b)에는 절리방향 B, 절리간격 2 m인 경우의 암반상태를 모델링한 해석요소망을 나타내었다.

또한 해석속도를 높이기 위하여 그림 3과 같이 좌우 대칭경계 조건을 적용하여 반단면 해석을 수행하였다. 해석영역은 Case별로 단면크기를 고려하여, 공동 중심으로부터 오른쪽 해석경계면까지의 폭을 지하공동 폭 D의 3배 이상으로 하였고, 공동 인버트로부터 하단부 해석경계면까지의 높이는 지하공동 높이 H의 2배 이상으로 하였다. 단, 토피고가 지하공동 높이 H의 2배 이상 되는 경우는 해석영역이 매우 커지기 때문에 공동 천단으로부터 해석 상부 경계면까지의 높이를 지하공동 높이 H의 2배 정도로 한정하고 그 이상영역은 상재하중으로 처리하였다. 해석 시 경계조건은 좌우 측면경계에 대해 수평방향 변위를 구속하고 하부경계는 수직방향을 구속하였다.

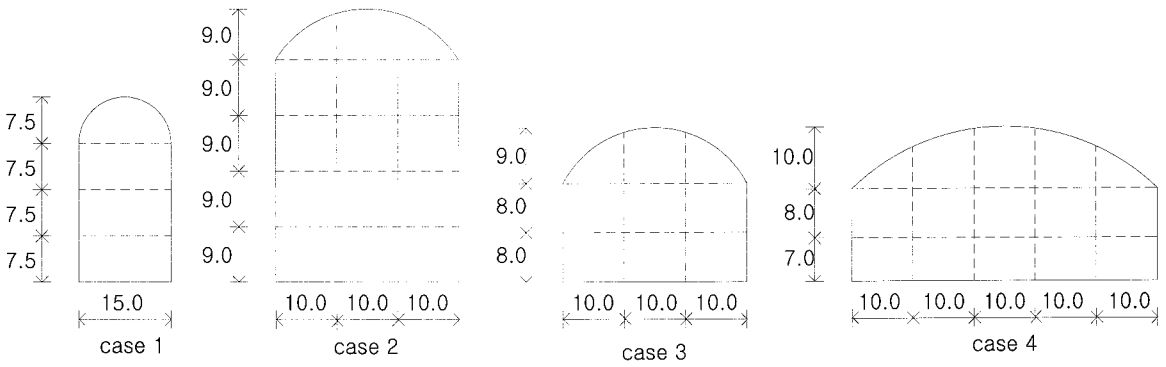


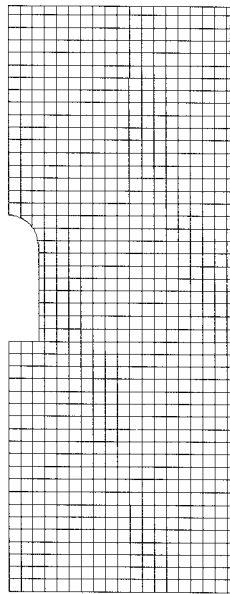
그림 2. 4 가지 형상비의 지하공동 단면

표 2. Case별 지하공동 제원

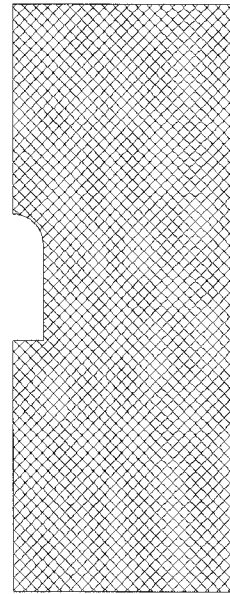
Case	공동 폭(D) (m)	공동 높이(H) (m)	형상비 (H/D)	총굴착면적 (m ²)	굴착방법
1	15.0	30.0	2.0	425.9	상하분할
2	30.0	45.0	1.5	1,254.6	다단분할
3	30.0	25.0	0.83	672.4	다단분할
4	50.0	25.0	0.5	1,093.8	다단분할

표 3. Case별 지보패턴 상세도

Case	Q 값	스틉크리트 두께(cm)	록 볼 트		
			종방향 간격(m)	횡방향 간격(m)	길이(m)
1	40	5	3.0	3.0	7.0
2					10.0
3					7.0
4					11.0

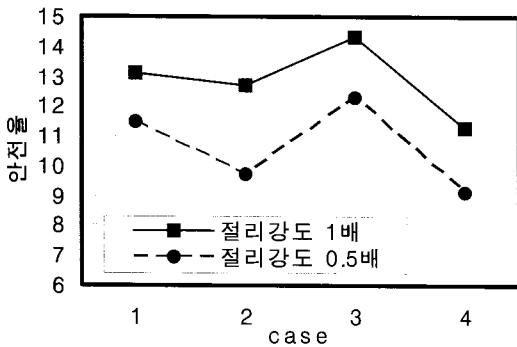


(a) 절리간격 3 m(절리방향 A)

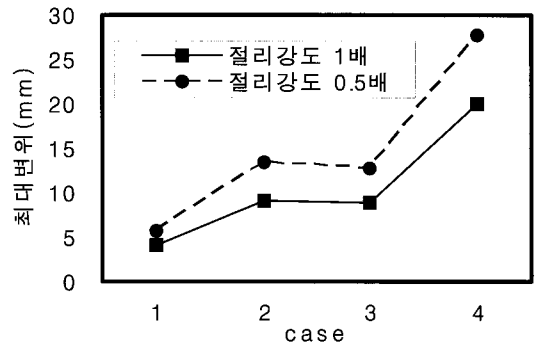


(b) 절리간격 2 m(절리방향 B)

그림 3. 불연속체 해석에 사용된 요소망(형상비 2.0인 Case 1)



(a) Case별 안전율



(b) Case별 최대변위

그림 4. 형상비와 안전율 및 최대변위의 관계(절리간격 3 m, 절리방향 B, 토피고 250 m, 축압계수 0.7)

3. 민감도 분석결과

3.1 형상비의 영향

각각의 Case에 대하여 토피고, 축압계수, 절리방향, 절리간격, 절리강도를 변화시켜가며 민감도 분석을 수행하였고 수치해석 결과를 안전율, 발생 변위, 소성영역 분포를 중심으로 비교·분석하였다. 형상비에 대한 영향을 확인하기 위하여 절리간격 3 m, 절리방향 B(45°/

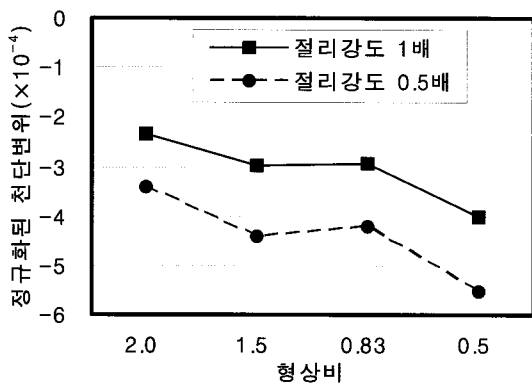
135°), 토피고 250 m, 축압계수 0.7인 경우의 안전율을 절리강도 1배 및 0.5배로 구분하여 그림 4(a)에 나타내었다.

표 2에서 알 수 있듯이 굴착면적은 Case 2, Case 4, Case 3, Case 1의 순으로 작아지며, 록볼트 길이가 다소 차이는 있지만, 굴착면적에 반비례하여 Case 1, Case 3, Case 4, Case 1의 순서로 안전율이 작아질 것으로 예상된다. 하지만 그림 4(a)에서 알 수 있듯이 Case 3이 Case

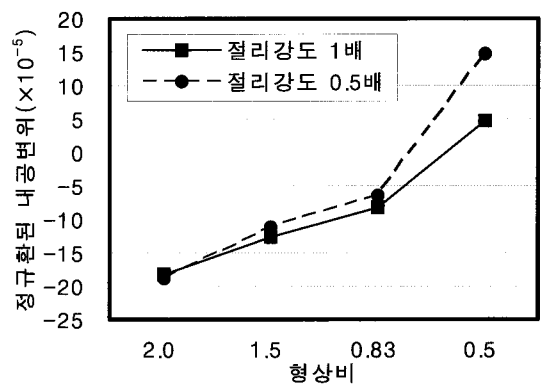
1보다 안전율이 높게 산정되었고 또한 축압계수가 1.5인 경우에도 같은 결과를 얻었다. 이는 Case 3의 형상비가 0.83으로 형상비가 2.0인 Case 1에 비해 형상비가 1.0에 가깝기 때문에 안정성이 높게 산정된 것으로 판단된다. 한편 이 결과는 연속체 해석 시 형상비가 1.0에 가까울수록 안전율이 커진다고 발표한 유광호와 정지성(2008)의 연구결과와 일치한다.

지하공동의 형상비가 주변 암반의 변위에 미치는 영향을 파악하기 위해 절리간격 3 m, 절리방향 B(45°/135°), 토포고 250 m, 축압계수 0.7인 경우의 주변 암반에서 발생한 변위중 가장 큰 변위가 발생한 지점의 변위를

절리강도 1배 및 0.5배로 구분하여 Case별로 그림 4(b)에 나타내었다. 이 때 최대변위 발생 지점은 형상비가 2.0인 Case 1의 절리강도 1배인 경우만 측벽부에서 발생하였고 다른 7 가지 조건의 경우는 천단부에서 발생하였다. 축압계수, 토포고 및 절리의 특성이 같은 경우 굴착면적이 커질수록 지하공동에 발생하는 최대변위가 커질 것이라 예상되지만 Case 2가 Case 3에 비해 총 굴착면적이 2배 정도 크에도 불구하고 Case 2와 Case 3의 최대변위가 크게 차이가 나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 Case 2의 형상비가 0.83으로 Case 3의 형상비 1.5에 비해 1.0에 가까워서 보다 안정적이기 때문인 것으로 판

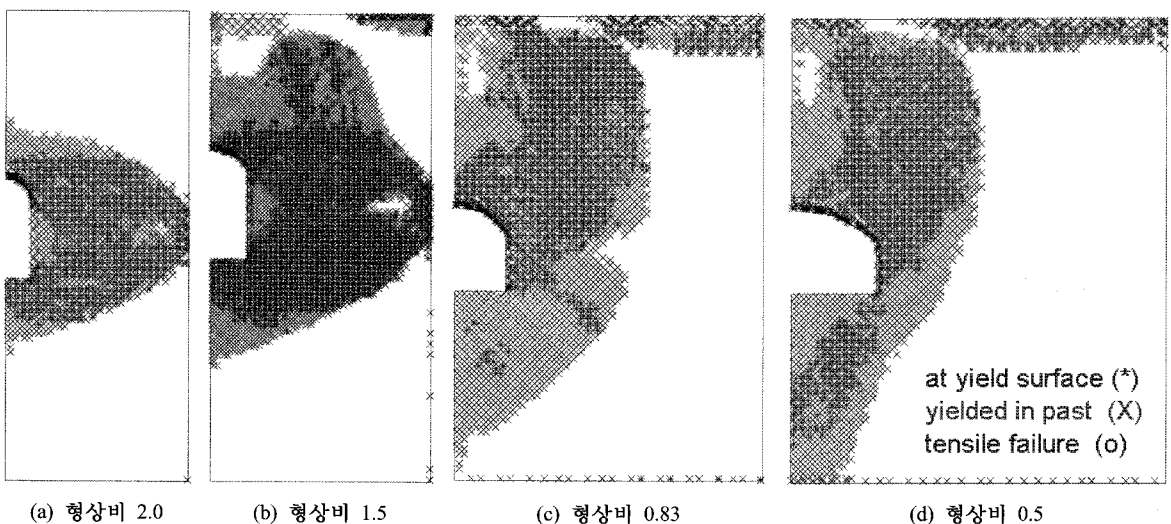


(a) 천단변위



(b) 내공변위

그림 5. 형상비와 천단 및 내공변위의 관계(절리간격 3 m, 절리방향 B, 토포고 250 m, 축압계수 0.7)



(a) 형상비 2.0

(b) 형상비 1.5

(c) 형상비 0.83

(d) 형상비 0.5

그림 6. 형상비별 파괴 시 굴착면 주변 소성영역 분포(절리간격 3 m, 절리방향 B, 절리강도 1배, 토포고 250 m, 축압계수 1.5)

단된다.

그림 5에 형상비에 따라 굴착면에 발생하는 변위를 파악하기 위하여 정규화된 천단변위 및 내공변위를 절리 간격 3 m, 절리방향 B(45°/135°), 토피고 250 m, 측압 계수 0.7인 경우에 대하여 나타내었다. 그림 5(a) 및 (b)에서 세로축은 각각 천단변위를 공동 폭으로 정규화한 값과 내공변위를 공동 높이로 정규화한 값을 의미한다. 그림 5(a) 및 (b)를 보면 전반적으로 형상비가 감소할수록 정규화된 천단변위는 지하공동 내측방향으로 증가하고 정규화된 내공변위는 지하공동 내측에서 외측방향으로 발생하는 것을 알 수 있다. 특히 정규화된 천단변위는 형상비가 0.83과 1.5인 경우 큰 차이가 없는 것을 알 수 있는데 이는 형상비가 0.83인 Case 3의 경우 총 굴착면적이 672 m²로 Case 2의 1,255 m²에 비해 상대적으로 1/2 정도 밖에 되지 않기 때문인 것으로 판단된다.

절리간격 3 m, 절리방향 B, 절리강도 1배, 토피고 250 m, 측압계수 1.5인 경우 형상비와 굴착면 주변의 소성영역 분포와의 관계를 살펴보기 위하여 파괴 시 굴착면 주변에 발생하는 소성영역 분포를 그림 6에 나타내었다. 측압계수가 0.7인 경우도 유사한 경향의 결과를 얻었다.

그림 6으로부터 알 수 있듯이 형상비가 1.0보다 커질수록, 즉 지하공동의 높이가 폭보다 커질수록 측벽부 방향으로 소성영역이 확대되어 발생하였으며 형상비가 1.0보다 작아질수록, 즉 공동의 폭이 높이보다 커질수록 천단부 및 바닥부 방향으로 소성영역이 확대되는 것을 알 수 있다.

3.2 측압계수의 영향

측압계수가 지하공동 주변의 발생 변위양상에 미치는 영향을 살펴보았다. 이를 위해 Case 1, 절리간격 3 m, 절리방향 B(45°/135°), 절리강도 1배, 토피고 250 m인 경우 지하공동 주변의 변위양상을 측압계수별로 그림 7과 같이 도시하였다. 그림 7에서 알 수 있듯이 측압계수가 커질수록 측벽부 수평변위가 천단부 수직변위에 비해 상대적으로 커짐을 알 수 있었다. 한편 3 가지 경우 모두 형상비가 2.0이기 때문에 측벽부가 취약하여 수평변위가 클 것으로 예상되지만 그림 7(a)와 같이 측압계수가 0.7인 경우는 천단부 수직변위가 측벽부 수평변위와 거의 비슷하게 발생하였는데, 이는 측압계수와 형상비의 복합적인 영향으로 인해 비슷해진 것으로 판단된

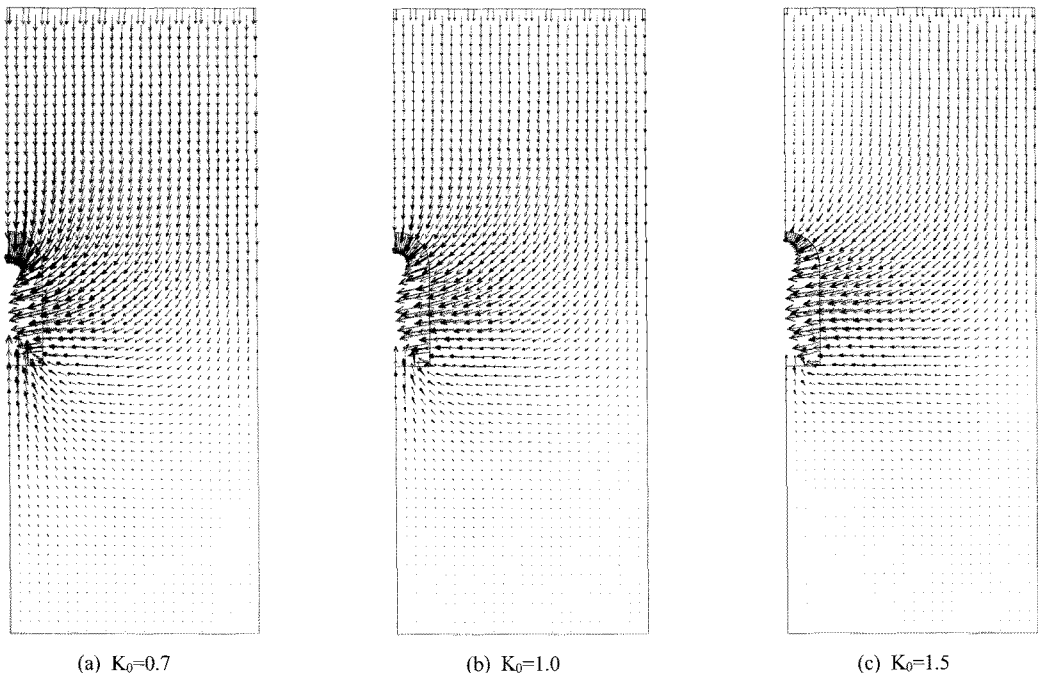


그림 7. 측압계수별 지하공동 주변의 변위양상(Case 1, 절리간격 3 m, 절리방향 B, 절리강도 1배, 토피고 250 m)

다. 따라서 공동 주변의 변위양상은 측압계수 및 형상비의 복합적인 영향을 동시에 받는 것을 알 수 있다.

한편 형상비별 측압계수가 천단변위에 미치는 영향을 알아보기 위하여 측압계수가 0.7일 때의 천단변위와 측압계수 1.5일 때의 천단변위의 차를 공동높이 H로 정규화하여 표 4에 변화율로 나타내었다. 단 표 4는 절리간격 3 m, 절리방향 B(45°/135°), 절리강도 1배, 토피고 100 m인 경우이다. 표 4에서 나타났듯이 형상비가 작아질수록, 즉 공동이 옆으로 넓적해질수록 공동 높이 1 m당의 천단변위의 변화율이 커지는 것을 알 수 있었다. 따라서 천단변위는 형상비가 작아질수록 측압의 영향을 많이 받게 된다. 이는 형상비가 작아짐에 따라 공동의 폭 D가 공동의 높이 H에 비해 커 천단부가 상대적으로 넓어져 천단변위가 크게 발생했기 때문인 것으로 판단된다.

3.3 절리의 영향

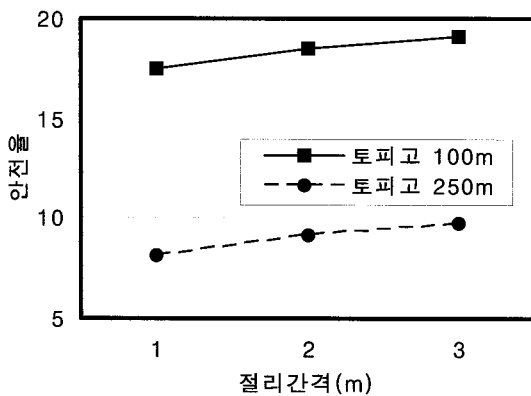
절리간격과 안전율 및 최대변위와의 관계를 토피고로 구분하여 Case 2, 절리방향 B(45°/135°), 절리강도 0.5

배, 측압계수 0.7인 경우에 대해 그림 8에 나타내었다. 그림 8(a)로부터 토피고가 증가할수록 안전율이 크게 떨어지는 것을 알 수 있다. 또한 예상대로 절리간격이 넓을수록 안전율이 증가함을 알 수 있다. 그림 8(b)는 절리간격과 각각의 Case에서 발생하는 최대변위의 관계를 보여준다. 그림 8(b)로부터 토피고가 낮아지면 공동 주변의 압반 응력이 작아져서 최대변위 발생량이 줄어들 수 있다. 이는 결국 안전율이 커지게 되는 원인이라고 판단된다.

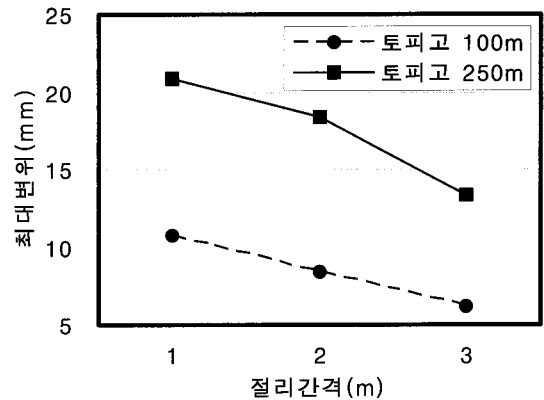
절리방향이 안전율과 록볼트 최대축력에 미치는 영향을 절리강도별로 Case 3, 절리간격 3 m, 토피고 100 m, 측압계수 0.7인 경우에 대해 그림 9에 나타내었다. 그림 9(a)와 (b)를 보면 절리강도가 낮아질수록 안전율이 작아지는 것을 볼 수 있다. 그림 9(a)를 보면 절리강도가 나쁠수록 절리방향이 A(0°/90°)일 때보다 B(45°/135°)일 때 안전율이 더 높아짐을 알 수 있다. 이는 절리방향이 0°/90°일 때는 수직방향의 절리에 의해 암반의 탈락 가능성이 높기 때문에 안전율이 작아지는 것으로 판단된

표 4. Case별 측압계수에 의한 천단변위의 변화율

Case	형상비	천단변위(mm)		공동높이 (H)	변화율 (B-A)/H(%)
		$K_0=0.7(A)$	$K_0=1.5(B)$		
1	2.0	-1.2646	-0.57522	30 m	2.30
2	1.5	-3.2450	-2.0598	45 m	2.63
3	0.83	-3.4352	-2.6378	25 m	3.19
4	0.5	-7.5626	-6.7487	25 m	3.26

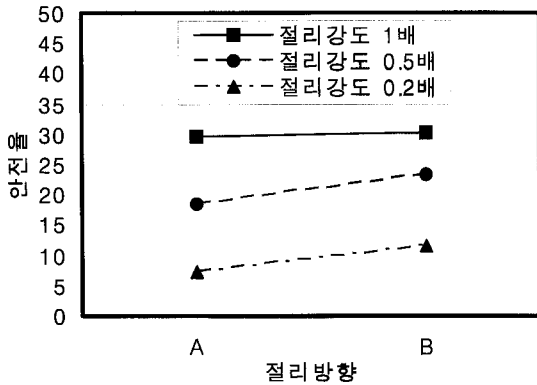


(a) 안전율

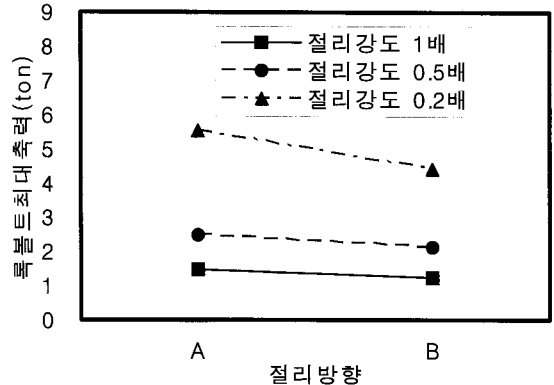


(b) 최대변위

그림 8. 절리간격의 영향(Case 2, 절리방향 B, 절리강도 0.5배, 측압계수 0.7)



(a) 안전율



(b) 록볼트 최대축력

그림 9. 절리방향의 영향(Case 3, 절리간격 3 m, 토피고 100 m, 축압계수 0.7)

다. 그림 9(b)로부터 절리방향 0°/90°일 때가 록볼트에 발생하는 최대축력이 더 크게 발생하는데 암반의 탈락을 저항하기 위해 록볼트에 더 큰 축력이 작용함을 알 수 있다. 종합적으로 절리강도가 암반블록 강도에 비해 나뉠수록 수직방향의 절리가 발생한 암반보다는 45°/135° 방향으로 절리가 경사지게 발생한 암반에 지하공동을 굴착하는 것이 더 안정적이라는 것을 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 불연속체 해석에 의한 민감도 분석을 통해 지하공동의 굴착 시 지하공동의 형상비, 굴착면적 및 절리 등이 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 살펴 보았다. 이를 위해 4 가지의 형상비를 가정하고 불연속체 수치해석을 실시하였는데 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

1. 2차원 불연속체 수치해석을 위한 안전율 산정루틴이 개발되었고 사용된 입력변수의 상호간의 상관관계를 살펴봄으로써 2차원 불연속체 해석 시 안전율을 산정하는 루틴의 타당함이 검증되었다.
2. 지하공동은 토피고가 같을 경우에 굴착면적이 작을수록 안전율이 높게 산정된다. 하지만 본 연구에서 적용한 축압계수 0.7과 1.5의 경우에는 굴착면적 외에 형상비(H/D)도 안전율에 영향을 미치며 1.0에 가까울수록 안전율이 커지는 것으로 나타났다. 또한 공

동의 천단변위는 형상비가 작아질수록 축압계수의 영향이 커지는 것으로 나타났다.

3. 절리강도가 낮아질수록, 절리간격이 좁아질수록 지하공동의 안정성이 떨어졌으며, 특히 절리강도가 암반블록 강도에 비해 나뉠수록 직교하는 두 조의 절리 방향이 45°/135°일 때보다 0°/90°일 때가 안정성이 떨어졌다. 이는 수직절리에 의한 암반탈락 가능성이 높아지기 때문인 것으로 판단된다.

하지만 본 연구에서는 지하공동의 형상에 따라 록볼트의 길이를 조금씩 달리하였기 때문에 상호간의 직접 비교를 하기 위해서는 추가 연구 등을 통한 세심한 판단이 필요할 것으로 생각된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 건설기술개발사업을 위한 연구지원(04핵심C01)에 의해 수행된 결과의 일부로서 관계기관에 깊은 감사드립니다.

참고문헌

1. 김영민 (1999), “유한요소법에 의한 사면붕괴 거동해석에 미치는 영향분석”, 한국지반공학회 논문집, 제 15권, 제5호, pp. 19-28.
2. 김치환 (2000), “개별요소법에 의한 터널의 안정성 해석

- 에 있어 설계정수의 결정”, 터널과 지하공간, 한국암반 공학회 논문집, 제10권, 제3호, pp. 278-290.
3. 이성규, 김치환 (2001), “개별요소법을 이용한 터널 안정성 해석에 있어 Barton-Bandis 절리 모델과 Mohr-Coulomb 절리 모델의 비교”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회 논문집, 제 11권, 제2호, pp. 167-173.
 4. 유광호, 박연준, 배규진 (2000), “연약암반층에 굴착된 터널의 안전을 평가”, 한국터널협회 논문집, 제2권, 제3호, pp. 47-57.
 5. 유광호, 박연준, 강용 (2001), “절리암반 터널의 안전을 평가를 위한 수치해석적 연구”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회 논문집, 제11권, 제3호, pp. 279-288.
 6. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권 (2005), “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제7권, 제1호, pp. 37-49.
 7. 유광호, 정지성, 2008, “2차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가 비교”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제10권, 제2호, pp. 193-205.
 8. Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974), “Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support”, Rock Mechanics., Vol. 6, No. 4, pp. 189-236.
 9. Giam, S. K. and Donald, I. B. (1988), “Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations”, Proc. Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomech., Sydney, Australia, pp. 461-464.
 10. Itasca Consulting Group, Inc. (2004), UDEC-2D, Universal Distinct Element Code, Version 4.0, Minneapolis, Minnesota, USA.
 11. Matsui, T. and San, K. C. (1992), “Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique”, Soils and Foundation, Vol. 32, No. 1, pp. 59-70.
 12. Naylor, D. J. (1982), “Finite elements and slope stability”, Numer. Meth. in Geomech., Proc. NATO Advanced Study Institute. Lisbon, Portugal, pp. 229-244.
 13. Ugai, K. and Leshchinsky, D. (1995), “Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: a comparison of results”, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 1-7.
 14. 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.

접수일(2009.3.3), 수정일(1차: 2009.3.19, 2차: 2009.5.20), 게재확정일(2009.5.29)