

## 2차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가 비교

유광호<sup>1\*</sup>, 정지성<sup>2</sup>

### A comparative study on stability evaluation of caverns by 2D continuum analysis in terms of shape factor

Kwang-Ho You, Ji-Sung Jung

**Abstract** The construction of underground structures such as oil and food storage caverns are recently increasing in our country. The stability of those underground caverns are greatly influenced by their shape and size. In this study, therefore, the effect that the shape of an underground cavern have on its stability were analyzed in terms of safety factor. To this end, caverns with 5 different shapes were investigated and sensitivity analyses were performed based on rock class, overburden, and lateral earth pressure coefficient. The proper amount of shotcrete and rockbolt as supports of a cavern was also assumed based on the shape and size of the cavern and rock conditions. This study is expected to be helpful in designing and evaluating the stability of caverns in future.

**Keywords:** Underground cavern, shape factor, safety factor

요 지 현재 국내에서는 유류 지하 비축 공동, 식품 저장 공동 등과 같은 지하구조물의 건설이 증가하고 있다. 이러한 지하공동의 안정성은 형상 및 크기에 영향을 많이 받는다. 따라서 본 연구는 지하공동의 형상이 안정성에 미치는 영향을 안전율을 중심으로 비교·분석하였다. 이를 위해 5가지의 공동 형상비를 가정하고 암반등급, 토피고 및 측압계수를 달리하여 민감도분석을 실시하였다. 공동의 지보재는 각각의 공동 형상, 크기 및 암반등급을 고려하여 적절한 양의 록볼트와 숏크리트로 보강하였다. 공동의 안정성은 강도감소기법을 이용하여 수치해석에 의해 얻은 안전율을 사용하여 평가되었다. 본 논문은 향후 지하공동 설계 및 안정성 평가에 도움이 될 수 있을 것으로 기대된다.

주요어: 지하공동, 형상비, 안전율

## 1. 서 론

최근 산업의 급속한 발전과 생활수준의 향상으로 도로나 철도와 같은 토목건설의 수요가 크게 증가하고 있으나 우리나라 국토는 약 70%가 산악 지형이기 때문에 지상공간이 부족하다. 이로 인해 철로 및 도로망의 정비에 있어서 산맥 등의 지형적인 장벽을 극복하는 수단으로 지하공간의 활용이 불가피한 실정이다.

지하구조물 즉 지하공동의 설계에 중요한 기술은 공사에 따른 지반의 응력, 거동을 정확히 파악하여 반영하는 것이다. 하지만 종래의 지하구조물에 대한 설계 및 시공관리는 경험이 많은 기술자들에 의하여 판단되는 것이 많았다. 지하공동과 같은 지하구조물의 안정성 해석에는 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문

에 사면에서와 같이 한계평형법에 기초한 해석법을 적용하여 안전율을 구하는 데에는 한계가 있으며 현재의 설계방법도 정량적인 기준이 없다. 이러한 이유에서 지하공동과 같은 지하구조물을 대상으로 한 수치해석은 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는 데만 제한적으로 사용되어 왔다(유광호 등, 2000).

터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위해 유광호 등(2000, 2001, 2004, 2005)에 의해 강도감소기법(shear strength reduction technique)에 기초하여 수치해석 시 터널의 안전율을 구하는 방법이 제시된 바 있다. 지보재의 파괴가 고려된 터널의 안전율을 산정하기 위해 허용 응력 설계법에 기초하여 숏크리트 내에 발생하는 응력이 허용응력을 초과하면 숏크리트가 파괴된다고 가정하고, 전단강도 감소기법을 이용하여 수치 해석적으로 구하는 방법이 유광호 등(2005)에 의해 제시되었다.

본 연구에서는 지하공동의 굴착 시 지하공동의 형상비와 굴착단면적 등이 지하공동의 안정성에 미치는 영향에 대해 살펴보기 위해 민감도 분석을 실시하였다. 민

<sup>1</sup>수원대학교 토목공학과 교수

<sup>2</sup>수원대학교 토목공학과 석사과정

\*교신저자: 유광호 (khyou@suwon.ac.kr)

감도 분석을 위해 5개의 단면과 4가지 등급의 암반을 대상으로 하였다. 또한 축압계수 3가지(0.7, 1.5, 3.0)와 토피고 2가지(100, 250m)로 달리하여 서로 비교·분석하였다. 그러나 각각의 지하공동마다 형상비와 암반등급에 따라 슛크리트와 록볼트의 보강 정도를 달리하였기 때문에 상호간에 직접 비교하는 데에 무리가 있을 수 있다.

## 2. 지하구조물의 안전율과 강도감소법

사면의 경우 전단강도 감소기법은 실제 중력을 가진 상태에서 지반의 강도를 감소 시켜가며 해석을 수행하고 사면이 파괴될 때의 강도비로서 안전율을 구한다. 이러한 원리는 보강되지 않은 사면이나 보강된 사면에 모두 적용될 수 있다.

터널이나 사면, 지하공동 모두 지반 구조물이며, 그 파괴가 주로 중력에 기인하므로 지하구조물의 경우에도 동일한 개념이 적용될 수 있다. 이러한 개념의 안전율을 포괄적인 안전율(global factor of safety)이라고 하며, 구조물 전체의 안정성을 대표하는 개념이다(박종원 등, 2004). 터널이나 지하공동의 경우 주변 지반에 국부적인 파괴가 발생하더라도 지보재가 지지해주므로 지하공동 전체의 안정성에는 영향을 주지 않는 경우가 많다. 지하공동 또한 하나의 지하구조물이므로 본 논문에서는 앞서 설명한 포괄적인 안전율의 개념을 사용하여 안전율을 계산하였다.

사면이나 둑, 제방 등에 있어서 안전율  $F$ 는 ‘파괴를 막을 수 있는 최소 전단강도와 실제 지반의 전단강도의 비’라고 정의된다(Bishop, 1955). 즉 안전율은 실제 물질과 가상의 물질, 혹은 실제 지반의 강도와 사면이 붕괴될 때의 가상 지반 강도와의 비를 비교함으로써 구할 수 있다. 따라서 안전율  $F$ 는 Duncan(1996)이 지적했듯이 지반의 실제 전단강도를 파괴가 일어나기 시작하는 강도로 줄이기 위하여 나눈 값이 된다고 할 수 있다.

유한요소법을 이용한 사면해석에서 안전율은 실제 지반의 강도를 사면의 파괴가 발생할 때까지 점진적으로 감소시켜가며 해석을 반복 수행하여 구할 수 있다. 이러한 강도감소기법은 현재 흔히 쓰이고 있는 절편법(method of slice)에 비하여 여러 가지 장점이 있다. 가장 큰 장점은 임계파괴면이 자동으로 찾아지기 때문에

임계파괴면의 기하학적 형태를 사전에 원호, log spiral, 부분선형 등으로 가정할 필요가 없다는 점이다. 만일 탄성-완전소성 구성 방정식과 연상유동법칙(associated flow rule)이 적용될 경우, 강도감소기법으로 구해진 안전율은 분할법에 의하여 구해진 안전율과 일치하며, 유일한 값을 가진다. 이 값은 탄성정수나 초기응력, 혹은 응력 경로와 무관하다(Dawson 등, 1999).

강도감소기법은 이미 1975년에 Zienkiewicz 등에 의하여 사용된 바 있으며, 그 이후에도 Naylor(1982), Giam & Donald(1988), Matsui & San(1992), Ugai & Leshchinsky(1995), 김영민(1999) 등에 의하여 사용된 바 있다.

지하공동안정 해석에서 강도감소기법을 사용하려면 실제 지반의 점착력  $c$ 와 내부 마찰각  $\phi$ 를 시험 안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행하여 지하공동의 안전율을 구한다. 이때 시험안전율과 이에 의해 감소된 지반 물성치는 다음 식 (1)과 식 (2)와 같은 관계를 갖게 된다.

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

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

이 때 파괴포락선과 시험 안전율에 의해 감소된 파괴포락선은 동일한 인장강도 점에서 단지 기울기만 감소한 직선을 나타내게 된다. 한계평형 해석에서는 인장파괴를 고려하지 않으므로 인장강도는 변화시키지 않는다. 그러나 지하공동 해석 시에는 필요에 따라 동일한 방법으로 인장강도도 감소시킬 수 있다.

## 3. 지하공동 수치해석 모델링

본 연구를 위해 유한차분법에 근거를 둔 범용 지반 해석 프로그램인 FLAC-2D ver 5.0을 사용하였다. FLAC-2D ver 5.0은 탄소성 거동 모사가 가능한 라이너(liner)요소를 사용하여 슛크리트를 모델링할 수 있다(Itasca Consulting Group Inc., 2005). 체계적으로 안전율을 구하기 위해 별도의 FISH routine을 작성하여 수치해석을 실시하였다.

지하공동의 형상비에 따른 영향을 살펴보기 위하여 그림 1에 도시되어 있는 바와 같이 각기 다른 형상비를

갖는 5 종류의 공동(case 1, case 2, ..., case 5)을 가정하여 수치해석을 수행하였다. 해석 결과를 이용하여 안전율, 숏크리트에 걸리는 최대 압축응력, 록볼트 최대 축력, 천단부와 측벽부의 발생변위, 천단 및 측벽부 응력비 등을 구하고 분석하였다. 해석 시 경계조건은 좌·우 측면경계는 수평방향 변위를 구속하고 하부경계는 수직방향을 구속하였다.

또한 해석속도를 높이기 위하여 지하공동 축을 중심으로 좌·우 대칭경계 조건을 적용하여 그림 2와 같이

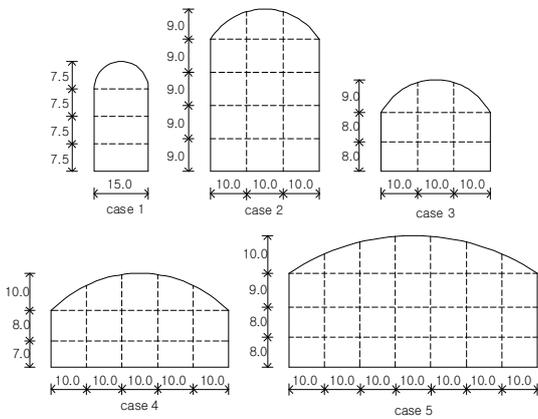


그림 1. 가정된 지하공동 형상

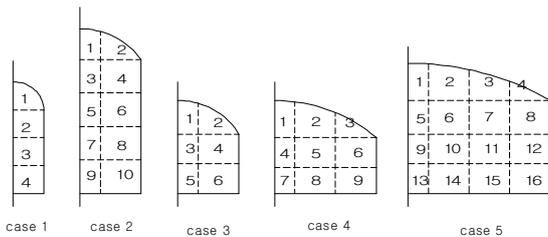


그림 2. 수치해석 지하공동형상과 지하공동 굴착순서

표 1. case별 지하공동 형상

구 분	공동 폭(D) (m)	공동 높이(H) (m)	형상비 (H/D)	굴착단면적 (m <sup>2</sup> )	굴착방법
case 1	15.0	30.0	2.0	425.86	상하분할
case 2	30.0	45.0	1.5	1254.59	다단분할
case 3	30.0	25.0	0.83	672.36	다단분할
case 4	50.0	25.0	0.5	1093.76	다단분할
case 5	70.0	35.0	0.5	2224.19	다단분할

반단면 해석을 수행하였으며 지하공동 중심으로부터 멀리 떨어질수록 요소망 간격이 넓어지도록 하였다. 해석 영역은 수평방향으로는 지하공동 폭 D의 3배인 3D 가량을 사용하였고, 지하공동 하단부는 지하공동 높이의 H의 2배가량인 2H가량을 사용하였다.

지하공동 굴착 시 굴착단면적을 고려하여 case 1은 상하 분할굴착, 그 외의 case는 다단 분할굴착을 하였다. 갱러리와 벤치로 나누어 갱러리를 최초 굴착한 후 갱러리 하단 벤치를 굴착하였으며 굴착순서는 최상단에서 하단부로 순차적으로 이동하도록 하였다. 갱러리나 벤치를 굴착 할 때에는 지하공동 중심부를 최초 굴착하였으며 우측으로 이동하며 굴착하였다. case별 상세 굴착순서는 그림 2와 같다. 또한 그림 2에 나타난 case들의 한 블록(1회 굴착단면적)은 한 변을 10 m 미만으로 하여 한 번에 굴착되는 범위로 가정된 것이다.

5개의 단면 모두 주변 암반이 지하공동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 암반등급을 4가지로 사용하였고, 지하공동 심도가 지하공동에 미치는 영향을 확인하기 위하여 토피고 100, 250 m의 2가지, 지하공동주변의 응력상태가 지하공동에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 측압 계수  $K_0$ 를 0.7, 1.5, 3.0의 3가지를 사용하여 연속체 수치해석을 실시하였다.

각 case의 지하공동의 제원은 표 1에 나타난 것과 같다. 표 1에서 형상비는 공동 높이를 공동 폭으로 나눈 값으로 1.0에 가까우면 높이와 폭이 같은 경우이고, 값이 커질수록 공동이 수직으로 길어지는 것을 의미한다.

#### 4. 수치해석 입력강도정수

본 연구의 해석에 사용된 4가지 등급의 암반 물성값은 표 2와 같이 정리하였다. 숏크리트(Liner 요소)는 하중

표 2. 해석에 사용된 암반등급별 변형정수 및 강도 정수

구 분	체적 탄성계수 (MPa)	전단 탄성계수 (MPa)	마찰각 (deg.)	점착력 (MPa)	단위중량 (kg/m <sup>2</sup> )	포아송비
1 등 급	22.28	13.54	52.0	23.6	2600	0.2
2 등 급	18.06	11.14	46.7	16.6	2600	0.2
3 등 급	12.22	9.17	40.3	3.1	2300	0.2
4 등 급	8.33	6.25	38.9	2.4	2300	0.2

표 3. case별 지보패턴 상세도

case	Q	-shotcrete 두께 (cm)	-rockbolt 종방향 간격(m)	-rockbolt 횡방향 간격(m)	rockbolt 길이 (m)
1	40	5	3.0	3.0	7.0
	20	10	3.0	3.0	
	8	10	2.0	2.0	
	4	15	2.0	2.0	
2	40	5	3.0	3.0	10.0
	20	10	2.0	2.0	
	8	15	2.0	2.0	
	4	15	2.0	2.0	
3	40	5	3.0	3.0	7.0
	20	10	3.0	3.0	
	8	10	2.0	2.0	
	4	15	2.0	2.0	
4	40	5	3.0	3.0	11.0
	20	10	2.0	2.0	
	8	15	2.0	2.0	
	4	15	2.0	2.0	
5	40	10	2.0	2.0	13.0
	20	10	2.0	2.0	
	8	15	2.0	2.0	
	4	15	2.0	2.0	

분담율을 고려하여 무지보-연성 shotcrete-경성 shotcrete 상태로 나누어 각각 하중분담율이 60%-20%-20%가 되도록 하였다. 연성 및 경성shotcrete의 탄성계수는 각각 18.9 GPa 및 21.7 GPa를 사용하였고 shotcrete의 허용압축 및 인장응력은 각각 126 MPa과 9.1 MPa를 사용하였다.

각 case에 대한 지보재 보강은 지하공동의 크기에 따라 표 3과 같이 가정하였다. 이 값들은 1등급은 40, 2등급은 20, 3등급은 8, 4등급은 4의 Q값을 갖는 것으로 가정하고 Q-system에서 제시한 암반등급별 지보패턴을 이용하여 산정된 값들이다. 지하공동의 크기에 따라 rockbolt 길이와 간격을 달리 하였으며 지하공동의 크기와 암반등급에 따라 shotcrete 두께를 달리 하였다. rockbolt 길이는 지하공동의 굴착단면적이 클수록 길게 하였으며 shotcrete 두께는 암반등급이 낮아질수록 두껍게 하여 보강효과를 크게 하였다. rockbolt의 보강 패턴은 그림 3과 같다.

## 5. 결과 분석

### 5.1 측압의 영향

수치해석 결과 중 굴착면 주변의 응력상태가 지하공동에 미치는 영향을 알아보기 위하여 굴착면 주변의 소성영역을 측압계수별로 그림 4에 나타내었다. 단 그림 4는 형상비 0.5를 가진 case 5의 암반등급 4등급, 토피고 250 m인 경우이다. 그림 4의 (a)는 측압계수 0.7인

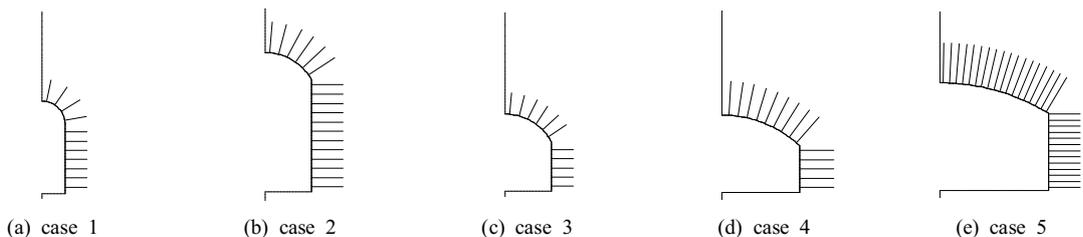


그림 3. case별 rockbolt 보강패턴

경우로써 소성영역이 측벽부 부분에 분포하고 있는 것으로 나타났다. 그림 4의 (b)는 축압계수 1.5인 경우로 천단부, 측벽부 및 바닥부에서 비슷한 범위의 소성영역이 발생하는 것을 볼 수 있다. 그림 4의 (c)와 같이 축압

계수 3.0인 경우는 축압계수 0.7인 경우와 1.5인 경우에 비해 천단부와 바닥부의 소성영역이 크게 발생 한 것을 볼 수 있다. 한편 축압계수가 0.7에서 3.0으로 증가할수록 소성영역의 범위가 넓어지는 것으로 나타났다. 또한

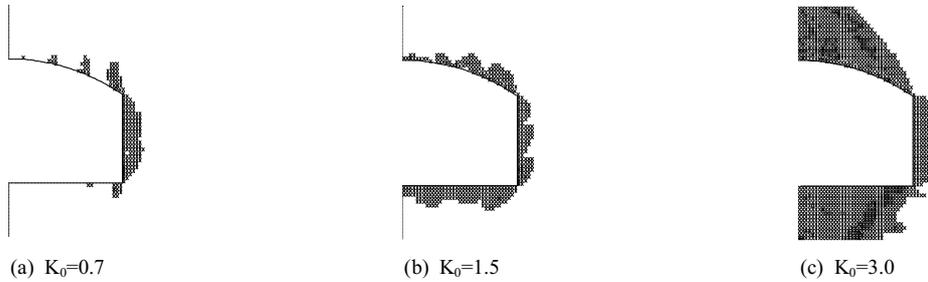


그림 4. 축압계수에 대한 소성영역(case 5, 암반 4등급, 토피고 250 m)

표 4. 지보재 설치 유/무에 따른 안전율(case 1, case 2, case 3)

상태			안 전 율					
			case 1		case 2		case 3	
암반등급	토피고 (m)	축압계수	지보	무지보	지보	무지보	지보	무지보
1	100	0.7	26.3	26.1	25.7	25.5	29.9	29.5
		1.5	26.3	26.1	25.7	25.5	30.1	29.7
		3.0	26.3	26.1	25.7	25.5	30.1	29.7
	250	0.7	12.9	12.9	12.9	12.7	14.3	14.1
		1.5	12.9	12.9	12.9	12.7	14.3	14.1
		3.0	12.9	12.9	12.9	12.7	14.3	14.1
2	100	0.7	19.1	18.7	18.5	18.1	21.5	21.1
		1.5	19.1	18.7	18.5	18.3	21.7	21.1
		3.0	19.1	18.7	18.5	18.3	21.7	21.1
	250	0.7	9.5	9.5	9.3	9.3	10.3	10.3
		1.5	9.5	9.5	9.3	9.3	10.3	10.3
		3.0	9.5	9.5	9.3	9.3	10.3	10.3
3	100	0.7	5.3	5.3	4.9	4.9	5.7	5.5
		1.5	5.3	5.3	4.9	4.9	5.7	5.5
		3.0	5.3	5.3	4.9	4.9	5.7	5.5
	250	0.7	3.3	3.1	2.9	2.9	3.3	3.3
		1.5	3.3	3.1	2.9	2.9	3.3	3.3
		3.0	3.3	3.1	2.9	2.9	3.3	3.3
4	100	0.7	4.5	4.3	4.1	3.9	4.7	4.5
		1.5	4.5	4.3	4.1	3.9	4.7	4.5
		3.0	4.5	4.3	4.1	3.9	4.7	4.5
	250	0.7	2.7	2.7	2.5	2.5	2.9	2.7
		1.5	2.7	2.7	2.5	2.5	2.9	2.9
		3.0	2.7	2.7	2.5	2.5	2.9	2.7

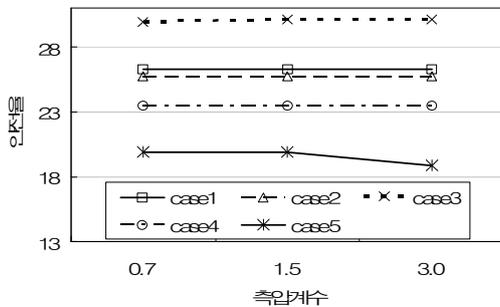
수직응력이 수평응력보다 큰 측압계수 0.7의 경우에 측벽부 수평방향에 소성영역이 발생하고 수평응력이 높은 측압계수 3.0인 경우에 천단부 및 바닥부 수직방향의 소성영역이 발달한 이유는 측압계수가 0.7일 때는 측벽부 수평방향의 방사응력이 커지고 측압계수가 3.0일 때는 천단부 상반과 바닥부 하반 주변에 수직방향 방사응력이 커지기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 case 5의 경우 형상비가 0.5로 지하공동의 높이보다 폭의 길이가 긴 경우이므로 수평방향의 응력을 받는 범위가 크기 때문이라고 판단된다.

표 4에 case 1, case 2, case 3의 경우 지보를 하였을 경우와 하지 않았을 경우의 안전율을 암반등급, 토피고, 측압계수에 대하여 구분하여 나타내었다. 표 4를 보면 전체적으로 토피고가 250 m일 때가 100 m일 때보다 안전율이 큰 폭으로 떨어진다. 하지만 지보를 하였을 경우와 지보를 하지 않은 경우의 안전율은 크게 차이가 나지 않는 것으로 나타나 보강의 효과가 크지 않음을 알 수 있다. 특히 토피고가 100 m인 경우에는 대체적으로 지보를 한 경우가 안전율이 소폭 커진 것을 볼 수

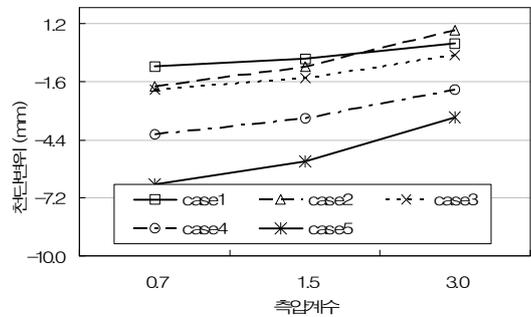
있지만 토피고가 250 m인 경우에는 대체적으로 지보를 한 경우와 지보를 하지 않은 경우의 안전율이 거의 같게 산정되어 지보가 안정성에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 이는 토피가 100 m 이상의 대심도가 되어 심도가 깊어짐에 따라 지보효과가 적어지는 것으로 판단된다.

표 4에서 측압계수가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 살펴보면 전체적으로 측압계수에 따른 안전율의 차이가 거의 없는 것으로 나타났다. 측압계수가 지하공동의 안전율과 변위에 미치는 영향을 알아보기 위하여 암반이 1등급, 토피고가 100 m인 경우의 측압계수에 대한 안전율과 천단변위를 5개의 case로 구분하여 그림 5에 나타내었다.

그림 5의 (a)는 측압계수와 안전율의 관계로써 지하공동의 case별 안전율은 차이가 있지만 측압계수 0.7부터 3.0 범위의 측압계수에서 지하공동의 안전율은 차이가 없는 것으로 나타났다. 이는 지보재 설치 효과와 마찬가지로 깊은 심도로 인해 측압계수가 안전율에 미치는 영향이 작아졌기 때문이라고 판단된다. 그림 5의 (b)와 같



(a) 측압계수와 안전율의 관계



(b) 측압계수와 천단변위의 관계

그림 5. case별 측압계수의 영향(암반 1등급, 토피고 100 m)

표 5. case별 천단변위의 변화량 관계

case	형상비	천단변위(mm)		공동높이 (H)	변화율 (B-A)/H(%)
		$K_0=0.7(A)$	$K_0=3.0(B)$		
1	2.0	-0.87	0.26	30m	0.0038
2	1.5	-1.83	0.90	45m	0.0061
3	0.83	-1.97	-0.31	25m	0.0066
4	0.5	-4.12	-1.95	25m	0.0087
5	0.5	-6.56	-3.30	35m	0.0093

이 축압계수가 커질수록 천단변위가 감소하여 축압계수가 천단변위에 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

한편 형상비에 따라 축압계수가 천단변위에 미치는 영향을 알아보기 위하여 그림 5의 (b)에 나타난 축압계수가 0.7일 때의 천단변위와 축압계수 3.0일 때의 변위의 차를 공동높이 H로 정규화하여 표 5에 변화율로 나타내었다. 그 결과 형상비가 작아질수록 천단변위의 변화율이 커지는 것을 알 수 있었다. 따라서 천단변위는 형상비가 작아질수록 축압의 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.

5.2 형상비와 굴착단면적에 대한 영향

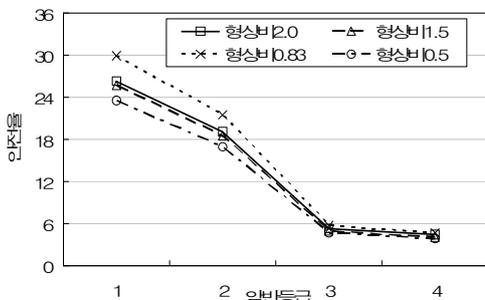
형상비가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 축압계수 0.7인 경우의 case별 즉 형상비별로 안전율을 정리하여 표 6과 같이 나타내었다. 표 6에서 형상비가 같은 case 4와 case 5의 안전율을 비교해 보면

암반등급과 토피고가 같은 조건일 때 case 4가 case 5보다 높은 안전율을 나타내고 있는데 이는 case 4의 굴착단면적이 case 5 보다 훨씬 작기 때문인 것으로 판단된다.

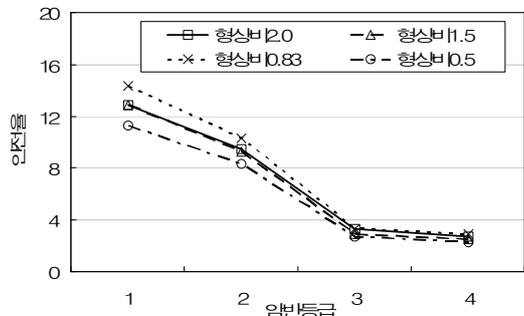
형상비를 축압계수 0.7인 경우 암반등급에 따라 구분하여 안전율에 대하여 그림 6에 나타내었다. case 4와 case 5는 형상비가 0.5로 같기 때문에 형상비별 분류에서는 case 5는 제외하였다. 토피고가 100 m인 그림 6의 (a)와 토피고 250 m인 그림 6의 (b)를 보면 주변의 암반이 불량할수록 안전율이 감소하며 형상비가 0.83, 2.0, 1.5, 0.5 순으로 산정되었다. 따라서 형상비가 1.0일 때가 가장 안정하고 형상비가 1.0에서 멀어질수록 안정성이 떨어짐을 알았다. 하지만 형상비가 2.0인 지하공동의 안전율이 형상비 1.5인 지하공동보다 높은 안전율이 산정되었는데, 이는 형상비가 2.0인 case 1의 굴착단면적이 425 m<sup>2</sup>로 형상비가 1.5인 case 2의 1,254.59 m<sup>2</sup>의 단면적 비해서 훨씬 작기 때문에 case 1의 안전율이 높게 산정되었다고 판단된다. 토피고에 대한 영향을 살펴보면 그림 6의 (a)와 (b)를 비교해보면 토피고가 낮을수록

표 6. case별 안전율

case	형상비 (H/D)	굴착단면적 (m <sup>2</sup> )	안전율							
			암반등급 1		암반등급2		암반등급3		암반등급4	
			토피		토피		토피		토피	
			100m	250m	100m	250m	100m	250m	100m	250m
1	2.0	425.86	26.3	12.9	19.1	9.5	5.3	3.3	4.5	2.7
2	1.5	1254.59	25.7	12.9	18.5	9.3	4.9	2.9	4.1	2.5
3	0.83	672.36	29.9	14.3	21.5	10.3	5.7	3.3	4.7	2.9
4	0.5	1093.76	23.5	11.3	16.9	8.3	4.7	2.7	3.9	2.3
5	0.5	2224.19	19.9	9.7	14.1	7.1	3.9	2.3	3.1	1.9



(a) 토피고 100 m



(b) 토피고 250 m

그림 6. 형상비별 암반등급 vs 안전율(K<sub>0</sub>=0.7)

록 안전율이 증가하는 경향을 보였다.

형상비와 지하공동 주변의 변위와의 관계를 살펴보기 위하여 4등급 암반, 토피고 250 m, 측압계수 0.7인 경우 일 때 형상비가 2.0, 0.83, 0.5의 지하공동주위 변위벡터도를 그림 7에 도시하였다. 그림 7을 보면 형상비가 2.0인 그림 7의 (a)는 수평방향의 변위가 수직방향의 변위보다 크게 나타났고 형상비가 0.83인 그림 7의 (b)는 수직방향변위와 수평방향변위가 비슷하게 나타났다. 또한

형상비가 0.5인 그림 7의 (c)는 수직방향의 변위가 수평방향의 변위보다 크게 나타났다. 3가지 경우 모두 측압계수가 0.7이기 때문에 수직방향의 응력이 더 크지만 그림 7의 (c)와 같은 형상비 0.5인 경우는 공동높이에 비해 폭이 큰 영향으로 수직방향의 변위가 커진다고 판단된다.

형상비에 따라 지하공동 주변의 소성영역이 어떻게 변하는지 알기 위해 4등급 암반, 토피고 250 m, 측압계수 3.0인 경우일 때 형상비가 2.0, 0.83, 0.5의 지하공동주위

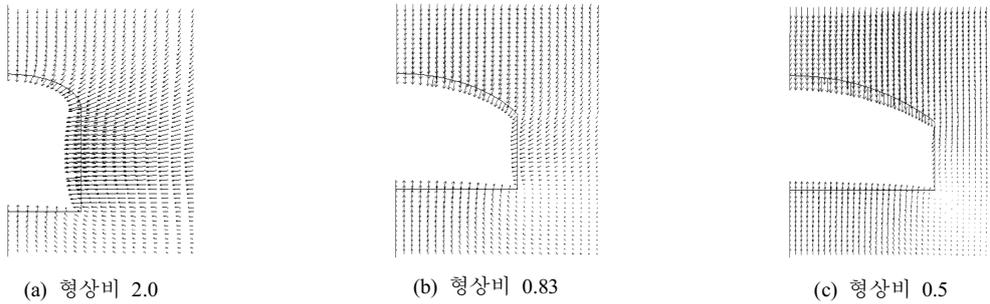


그림 7. 형상비에 대한 변위벡터도(암반 4등급, 측압 0.7)

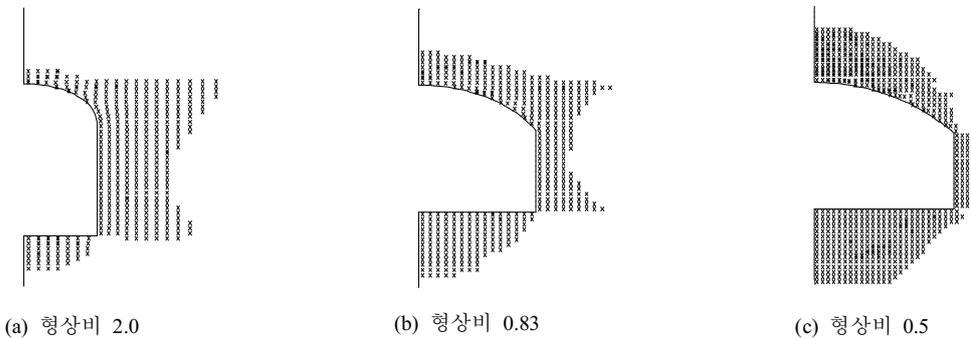
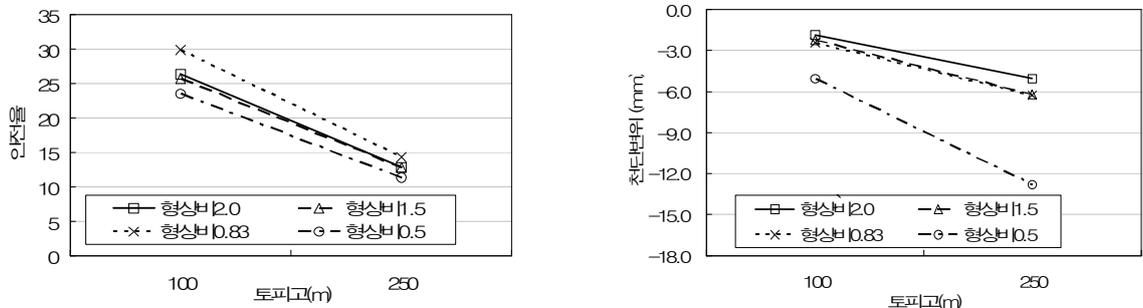


그림 8. 형상비에 대한 소성영역(암반 4등급, 토피 250 m, 측압 3.0)



(a) 토피고에 대한 안전율의 영향

(b) 토피고에 대한 침단변위의 영향

그림 9. 형상비별 토피고에 대한 영향(암반 1등급, 측압 0.7)

소성영역변위벡터도를 그림 8에 도시하였다. 그림 8의 (a)는 형상비가 2.0인 경우인데 폭에 비해 높이가 크다. 폭에 비해 높이가 클 때는 측벽부 주위에 소성영역이 발생하는 모습을 볼 수 있다. 그림 8의 (b)는 형상비가 0.83인 경우인데 폭과 높이의 길이가 다른 case에 비해 크게 차이나지 않는다. 소성영역 또한 천단부와 측벽부에 골고루 분포되어있는 것을 볼 수 있다. 그림 8의 (c)는 형상비가 0.5인 경우로써 지하공동 높이에 비해 폭이 크다. 이러한 경우에는 측벽부보다 천단부 상단이나 바닥부 하단에서 소성영역이 크게 발생하는 경향을 볼 수 있다.

토포고가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 1등급 암반의 토포고와 안전율, 토포고와 천단변위의 관계를 4개의 형상비로 구분하여 그림 9에 나타내었다. 단 그림 9는 축압계수 0.7인 경우이다. 그림 9의 (a)를 보면 안전율은 4가지의 형상비 case 모두 토포가 100 m일 때 보다 250 m일 때 안전율이 일괄적으로 내려간 것을 알 수 있다. 또한 형상비가 1.0에 가까운 0.83인 case가 안전율이 가장 높고 형상비가 0.5인 case의 안전율이 가장 낮은 것을 알 수 있다.

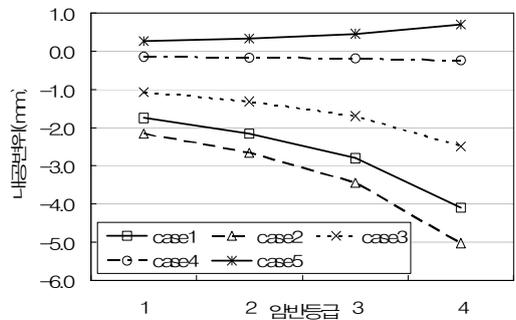
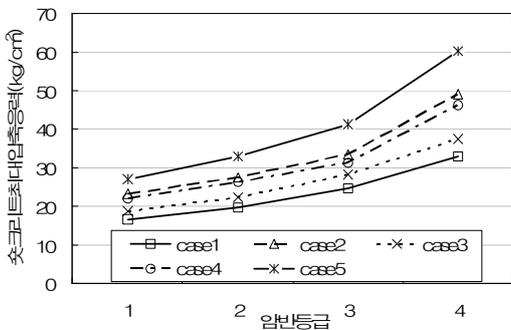
그림 9의 (b)를 보면 토포고가 증가하면 천단변위는 공동 내측으로 증가하는 것을 볼 수 있다. 천단변위의 발생량은 형상비가 0.5인 공동이 가장 크게 발생했고 형상비가 2.0인 공동이 천단변위가 가장 작게 발생하였다. 형상비가 커지면 지하공동의 폭 D가 굴착단면적에 비해 작아지기 때문에 천단부의 넓이가 상대적으로 작아진다. 따라서 천단변위도 작아지는 것으로 판단된다. 또한 그림 9의 (b)에서 형상비가 커질수록 토포고가 100 m일 때와 토포고가 250 m일 때의 천단변위 변화폭이 작아지

는 것을 볼 수 있다. 이 또한 발생한 천단변위와 마찬가지로 공동면적에 비해 천단부의 넓이가 작아서 토포고 변화에 따른 영향을 적게 받는 것이라고 판단된다. 즉, 형상비가 커질수록 천단변위가 받는 영향은 적어지는 것을 알 수 있다.

5.3 암반등급에 대한 영향

축압계수 0.7인 경우에 암반등급이 지하공동에 미치는 영향을 5개의 case별로 구분하여 그림 10에 나타내었다. 그림 10의 (a)는 암반등급이 지보재인 숏크리트의 응력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 암반등급에 따른 숏크리트 최대압축응력을 도시하였는데 5개의 case 모두 암반등급이 1등급에서 4등급으로 불량해질수록 숏크리트 최대압축응력이 증가하는 경향을 나타냈다. 이는 암반이 불량해지면서 지하공동 주변에 발생하는 응력들을 암반이 받지 못하여 그만큼 지보재가 부담하는 응력이 높아지기 때문인 것으로 판단된다. 그림 10의 (b)는 암반등급이 내공변위에 미치는 영향을 도시한 것인데 5개의 case 모두 암반등급이 불량해짐에 따라 지하공동에 가해지는 응력이 증가하기 때문에 측벽부에 내공변위가 커지는 것을 볼 수 있다. 한편 형상비가 0.5로 지하공동의 높이 H 보다 폭 D가 2배 큰 case 5는 축압계수가 0.7인 경우 수직응력이 수평응력보다 커서 양(+)의 내공변위가 발생하여 공동의 측벽부가 외측으로 밀려나가는 현상을 볼 수 있다.

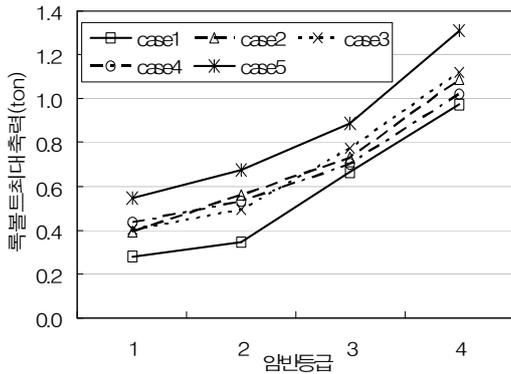
한편 그림 10의 (b)에서 암반등급에 따른 내공변위 변화량을 보면 형상비가 1.5이상인 case 1과 case 2는 변화의 폭이 크고 형상비가 0.5인 case 4와 case 5는



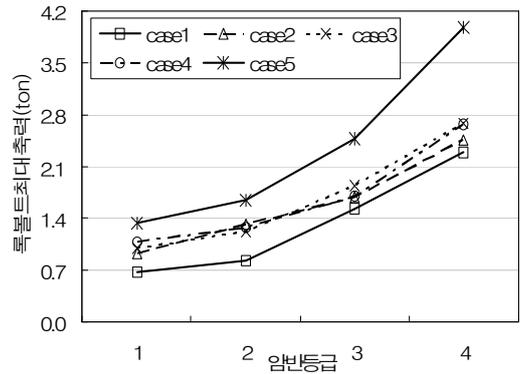
(a) 암반등급에 대한 숏크리트최대압축응력

(b) 암반등급에 대한 측벽부 내공변위

그림 10. case별 암반등급에 대한 영향(축압 0.7)



(a) 토피고 100 m



(b) 토피고 250 m

그림 11. case별 암반등급별 록볼트 최대축력(축압 0.7)

변화의 폭이 작은 것을 알 수 있다. 즉 형상비가 작아질수록 내공변위가 암반등급에 영향을 적게 받는 것으로 나타났다. 이는 형상비가 작아질수록 천단변위가 축압계수에 영향을 크게 받는 것과 반대되는 결과로서 형상비가 작아질수록 공동의 굴착단면적에 비해 공동의 높이 H가 작아지기 때문에 측벽부 내공변위가 암반등급의 영향을 적게 받는 것으로 판단된다.

축압계수 0.7인 경우에 암반등급과 록볼트 최대축력의 관계를 5개의 case별로 구분하여 그림 11에 나타내었다. 그림 11의 (a)는 토피고가 100m인 경우의 암반등급에 따른 록볼트 최대축력인데 암반등급이 불량할수록 지보재에 걸리는 응력이 커지기 때문에 슛크리트와 마찬가지로 록볼트가 부담하게 되는 하중이 커져 록볼트 최대축력이 커지는 것을 알 수 있다. 그림 11의 (b)의 토피고 250 m 인 경우를 보면 토피고가 깊을수록 주변 암반에서 받는 하중이 커지기 때문에 록볼트의 최대축

력이 그림 11의 (a)의 토피고 100 m인 경우에 비해 증가한 것을 볼 수 있다. 또한 case 별로 비교해보면 전체적으로 case 5, case 4, case 2, case 3, case 1 순인데 이는 굴착단면적에 영향을 받아 굴착단면적이 커질수록 지보재가 부담하는 응력이 커지는 것을 알 수 있다.

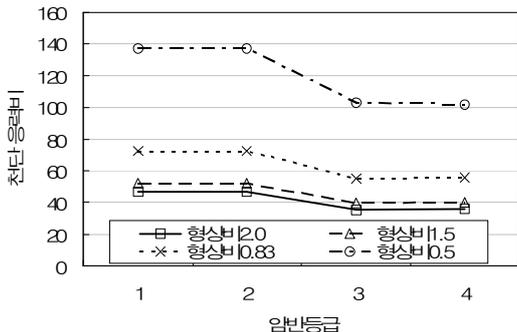
#### 5.4 응력비에 미치는 영향

암반등급에 따라 공동의 형상과 응력비의 관계를 살펴보기 위하여 토피고 100 m, 축압계수 0.7인 경우의 응력비를 계산하여 표 7과 같이 나타내었다. 특히 응력비는 공동의 천단부와 측벽부로 나누어 식 (3)과 같이 계산되었다.

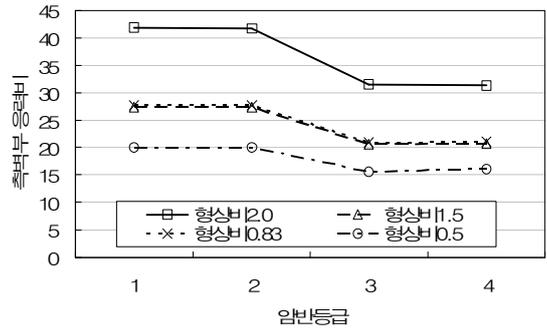
$$\text{응력비 (stress ratio)} = \frac{\sigma_c}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3)$$

표 7. case별 응력비

case	형상비 (H/D)	응력비							
		암반등급 1		암반등급 2		암반등급 3		암반등급 4	
		천단부	측벽부	천단부	측벽부	천단부	측벽부	천단부	측벽부
1	2.0	46.562	41.944	46.815	41.772	35.436	31.415	36.015	31.343
2	1.5	52.127	27.339	52.350	27.306	39.772	20.646	40.026	20.781
3	0.83	72.447	27.767	72.725	27.727	54.969	21.01	55.533	21.105
4	0.5	137.29	20.111	137.20	20.156	103.10	15.590	101.73	16.021
5	0.5	240.95	15.946	238.05	15.983	184.80	12.12	277.4	18.376

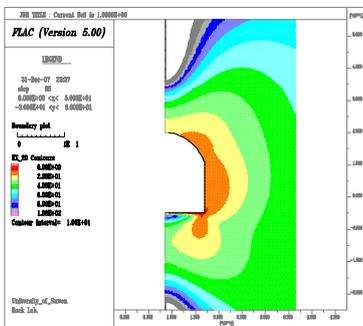


(a) 천단부 응력비

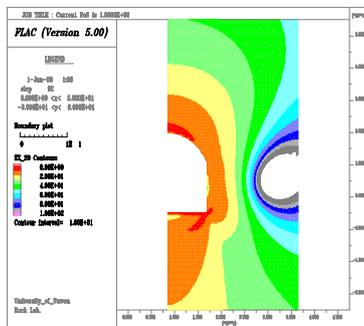


(b) 측벽부 응력비

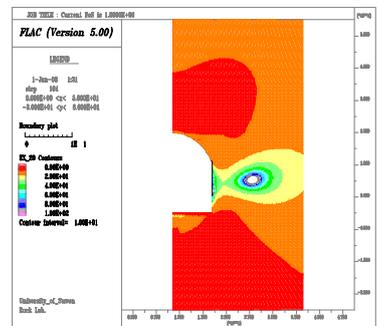
그림 12. 형상비별 암반등급에 대한 응력비(토피고 100 m, 측압 0.7)



(a)  $K_0=0.7$



(b)  $K_0=1.5$



(c)  $K_0=3.0$

그림 13. 측압계수에 따른 응력비 분포(형상비 0.83, 암반 4등급, 토피고 250 m)

여기서,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도(MPa),  
 $\sigma_1$ 는 최대 주응력(MPa),  
 $\sigma_3$ 는 최소 주응력(MPa)이다.

표 7에서 응력비 계산을 위해 암석의 일축압축강도는 1, 2 등급 암반의 경우 180 Mpa, 3, 4 등급 암반의 경우는 120 Mpa이 사용되었다. 한 지점의 응력비가 크다는 것은 분모인 축차응력이 작다는 의미이고 이는 그 지점의 국부 안정성이 크다는 뜻이다. 반면에 응력비가 낮은 곳은 안정성이 떨어진다고 볼 수 있다. 암반등급과 천단부 응력비 및 측벽부 응력비의 관계를 토피고 100 m, 측압계수 0.7인 경우에 4개의 형상비로 구분하여 그림 12에 나타내었다.

그림 12의 (a)는 암반등급에 대한 천단부 응력비로써 형상비가 클수록 천단부 응력비가 작게 나타났으며, 그림

12의 (b)는 암반등급에 대한 측벽부 응력비인데 형상비가 클수록 측벽부 응력비가 크게 나타났다. 또한 같은 공동 형상에서는 전반적으로 암반등급이 나빠질수록 천단 및 측벽부 모두에서 응력비가 감소하는 것으로 나타났다.

그림 13은 형상비가 0.83, 암반 4등급, 토피고가 250 m인 경우의 응력비 분포도를 측압계수로 구분하여 나타낸 그림이다. 그림 13의 (a)는 측압계수가 0.7인 경우인데 천단부와 바닥부가 응력비가 높아 국부적으로 안정하고, 반면 측벽부의 응력비가 상대적으로 낮아 국부적으로 취약한 것으로 판단된다. 특히 바닥부 모서리의 응력비가 10미만으로 가장 취약한 부분이라고 판단된다. 그림 13의 (b)는 측압계수가 1.5인 경우인데 측벽부와 천단부의 응력비가 비슷하게 분포되는 것으로 나타났다. 측압계수 0.7에 비해 응력비가 10이하인 취약부분이 바닥부 모서리와 천단부 상부 쪽으로 확대되었다. 그림 13

의 (c)는 축압계수가 3.0인 경우인데 응력비가 10미만으로 낮은 지점이 천단부와 바닥부로 넓게 확대되었다. 또한 축벽부 방향으로서는 응력비가 커 안정한 것을 알 수 있지만 응력비가 큰 영역이 작고 전체적으로도 낮은 응력비를 나타내고 있다. 응력비가 낮은 부분의 분포는 지하공동주위의 소성영역과 유사한 결과로서 응력비를 이용하여 지하공동주위의 취약한 부분을 찾을 수 있을 것으로 판단된다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 민감도 분석을 통해 지하공동의 굴착 시 지하공동의 형상비와 굴착단면적 등이 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 살펴보았다. 이를 위해 5가지의 단면 형상을 가정하고 수치해석을 실시하였는데 다음과 같은 결론을 도출할 수 있었다.

- 지하공동의 안전율은 암반등급, 토피고도가 같은 경우에는 굴착단면적이 적을수록 안전율이 높게 산정된다. 하지만 굴착단면적 외에 형상비(H/D) 또한 안전율에 영향을 미치며 1.0에 가까울수록 안전율 커지는 것으로 나타났다.
- 0.7~3.0의 축압계수 범위 내에서는 토피고 250 m의 깊은 심도가 되면 토피고에 해당하는 높은 상재하중의 효과로 지하공동의 안전율이 축압계수의 영향을 받지 않고 또한 지보보강의 효과가 크지 않는 것으로 나타났다.
- 공동의 천단변위는 형상비가 작아질수록 축압계수, 토피고, 암반등급에 따라 크게 영향을 받고, 반면 축벽부 내공변위는 형상비가 작아질수록 축압계수, 토피고, 암반등급의 영향을 적게 받는 것으로 나타났다.
- 지하공동 주위의 응력비의 분포를 확인함으로써 지하공동 주변암반의 국부안정성을 파악하고 또한 취약부분의 위치를 파악할 수 있었다.

하지만 수치해석 시 지하공동의 형상과 암반등급에 따라 슛크리트의 두께와 록볼트의 길이를 달리했다. 때문에 형상비별로 지보량이 달라 상호간에 정확한 비교를 하는데 무리가 있다. 따라서 형상비와 굴착단면적에 대한 지하공동의 안정성을 산정하는데 보다 세심한 판단을 기울여야 할 것이다.

## 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. 박종원, 박연준, 유광호, 이상돈 (2004), “터널의 안전율 평가 기법에 관한 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 14, No. 5, pp. 327-338.
3. 유광호, 박연준, 배규진 (2000), “연약암반층에 굴착된 터널의 안전율 평가”, 한국터널협회 논문집, Vol. 2, No. 3, pp. 47-57.
4. 유광호, 박연준, 강용 (2001), “절리암반 터널의 안전율 평가를 위한 수치해석적 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 11, No. 3, pp. 279-288.
5. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권 (2005), “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 7, No. 1, pp. 37-49.
6. Bishop, A. W. (1955), “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes”, *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 7-17.
7. Dawson, E. M., Roth, W. H. and Drescher, A. (1999), “Slope stability analysis by strength reduction”, *Geotechnique*, Vol. 49, No. 6, pp. 835-840.
8. Duncan, J. M. (1996), “State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slope”, *J. Geotech. engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* Vol. 122, No. 3, pp. 577-596.
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. (2005), *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Ver. 5.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.
11. 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.
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.



유 광 호

수원대학교  
토목공학과  
교수

E-mail: khyou@suwon.ac.kr

---



정 지 성

수원대학교  
토목공학과  
석사과정

E-mail: stopcastle@hotmail.com

---