

## 연속체 해석에 의한 형상비와 지하공동 안정성의 상관관계에 대한 연구

유광호, 임영수(수원대학교)

### 1. 서론

여러 가지의 제한된 환경조건 및 다양한 목적의 지하공동에 대한 수요가 증가함에 따라 형상과 크기가 다른 지하공동의 필요성이 증가하고 있다. 하지만 지하공동 설계 및 시공관리는 정량적인 기준이 없어 기술자들의 경험에 의해 판단되어지는 경우가 많았다. 이로 인해 형상비의 변화가 지하공동에 미치는 영향에 대한 정량적인 안정성을 평가하는 것이 요구된다.

터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위하여 유광호 등(2000, 2001, 2005)은 강도감소기법(shear strength reduction technique)에 기초하여 수치해석 시 터널의 안전율을 구하는 방법을 제시한 바 있다. 유광호 등(2000)에 의해 지보재의 파괴가 고려된 터널의 안전율을 산정하기 위해 허용응력 설계법에 근거하여 파괴를 판단하고, 전단강도 감소기법을 이용하여 수치 해석적으로 안전율을 구하는 방법이 제시되었다.

유광호와 정지성(2008)은 2차원 연속체 해석에 의하여 지하공동의 형상비가 안정성에 미치는 영향을 안전율을 중심으로 비교·분석하였다. 이를 위해 5가지의 공동 형상비를 가정하고 암반등급, 토피고 및 축압계수를 달리하여 민감도분석을 실시하였고 공동의 지보재는 각각의 공동 형상, 크기 및 암반등급을 고려하여 적절한 양의 록볼트와 슛크리트로 보강하는 방법을 제시하였다.

본 연구에서는 지하공동의 굴착 시 형상비에 따라 암반등급, 토피고, 축압계수의 상태가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 알아보기 위해 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) 2D Ver. 5.0(Itasca Consulting Group Inc., 2005) 프로그램을 사용하여 민감도분석을 실시하였다. 민감도분석을 위해 4개의 단면을 중심으로 암반등급, 축압계수의 조건을 각각 변화시켜 총 24가지 경우에 대하여 수치해석을 실시하였다.

### 2. 강도감소기법

강도감소기법은 실제 지반의 강도를 사면의 파괴가 발생할 때까지 점진적으로 감소시켜가며 해석을 반복 수행하여 안전율을 구한 것이다. 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), 유광호와 정지성(2008)에 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 터널의 안전율을 구한다. 이때 시험 안전율과 이에 의해 감소된 지반 물성치는 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 기울기가 감소한 직선으로 나타내게 된다. 한계평형 해석에서는 인장파괴를 고려하지 않으므로 인장강도는 변화시키지 않는다. 그러나 지하공동 해석 시에는 필요에 따라 동일한 방법으로 인장강도도 감소시킬 수 있다.

### 3. 수치해석적 검증

#### 3.1 해석 개요

수치해석은 FLAC-2D Ver. 5.0을 사용하여 형상비가 다른 단면 4가지(2.0, 1.5, 0.83, 0.5), 암반등급 2가지(1등급, 4등급), 축압계수 3가지(0.7, 1.5, 3.0)로 나누어 총 24가지 경우를 실시하였다. 또한 지보재는 각각의 경우에 대해 지하공동의 크기와 암반등급에 따라 슛크리트의 두께와 록볼트의 간격 및 길이를 다르게 보강하였다. 굴착단계별 하중분담율은 터널굴착 - 연성 슛크리트타설 - 경성 슛크리트타설 단계마다 60% - 20% - 20%로 가정하였다.

#### 3.2 수치해석 모델링

지하공동의 형상비에 따른 영향을 알아보기 위해 그림 3.1과 같이 서로 다른 형상비를 갖는 4종류의 공동을 가정하여 수치해석을 수행하였다. 해석 시 경계조건으로 좌·우 측면경계는 수평방향 변위를 구속하고 하부경계는 수직방향을 구속하였다. 또한 해석 시간을 줄이기 위해 지하공동은 축을 중심으로 반단면 해석을 수행하였다. 해석단면의 크기는 수평방향의 경우 지하공동 폭(D)의 3배인 3D를 사용하였다. 수직방향 상단부 및 하단부는 지하공동 높이(H)의 2배인 2H를 사용하였다. 단, 상단부에서 토피고 100m인 조건을 구현하기 위해서 해석단면이 매우 커지는 경우에는 2H이상의 영역은 상재하중으로 처리하였다. 구성방정식은 Mohr-Coulomb모델을 사용하였고 해석 결과를 이용하여 안전율, 지하공동 측벽부와 천단부의 변위, 슛크리트에 작용하는 최대 압축응력, 록볼트 최대 축력, 지하공동 측벽 및 천단부의 응력비를 구하였고 이를 분석하였다.

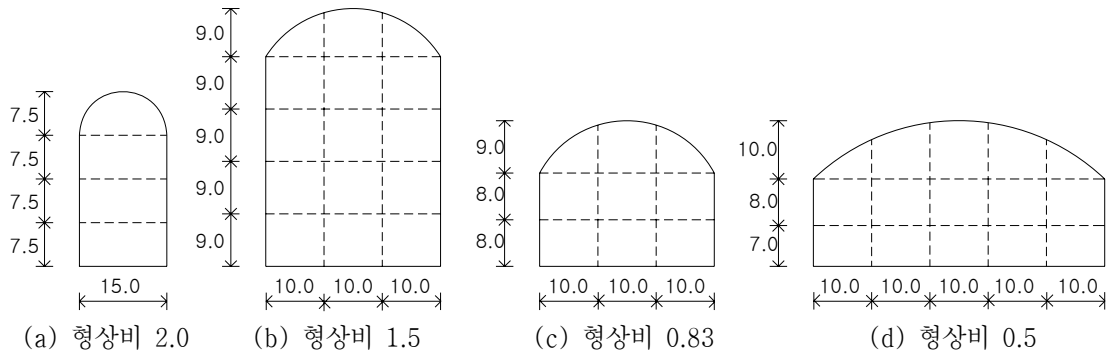


그림 3.1 형상비별 지하공동 제원

표 3.1에 각 형상비별 지하공동의 제원을 나타내었다. 표 3.1에서의 형상비는 공동높이를 공동 폭으로 나눈 값으로 1.0이 높이와 폭이 같은 경우이고, 값이 커질수록 공동이 수직으로 길어지고 값이 작아질수록 공동이 수평으로 늘어나는 것을 의미한다.

표 3.1 형상비별 지하공동의 제원 및 굴착방법

형상비 (H/D)	공동 폭(D) (m)	공동 높이(H) (m)	굴착단면적 (m <sup>2</sup> )	굴착방법
2.0	15.0	30.0	425.86	상하분할
1.5	30.0	45.0	1,254.59	다단분할
0.83	30.0	25.0	672.36	다단분할
0.5	50.0	25.0	1,093.76	다단분할

### 3.3 수치해석 입력강도 정수

수치해석 시 사용된 2가지 암반등급별 암반 물성값을 체적 탄성계수, 전단 탄성계수, 마찰각, 점착력, 단위중량 및 포아송비로 나누어 표 3.2와 같이 정리하였다.

표 3.2 해석에 사용된 암반등급별 변형 및 강도 정수

구 분	체적 탄성계수 (MPa)	전단 탄성계수 (MPa)	마찰각 (deg.)	점착력 (MPa)	단위중량 (kg/m <sup>3</sup> )	포아송비
1 등 급	22.28	13.54	52.0	23.6	2,600	0.2
4 등 급	8.33	6.25	38.9	2.4	2,300	0.2

단면형상 및 암반등급에 따라 Q-system에 근거하여 선정된 지보패턴을 표 3.3과 같이 나타내었다. 여기서 Q값이 40은 암반 1등급, 4는 암반 4등급으로 가정하였다. 지하공동의 크기와 암반등급에 따라 록볼트 길이, 록볼트 간격, 슛크리트 두께를 다르게 설정하였다. 록볼트

길이는 지하공동의 굴착단면적이 클수록 길게 하였으며 슛크리트 두께는 암반등급이 낮아질수록 두껍게 하여 보강효과를 크게 하였다.

표 3.3 형상비별 지보패턴 상세도

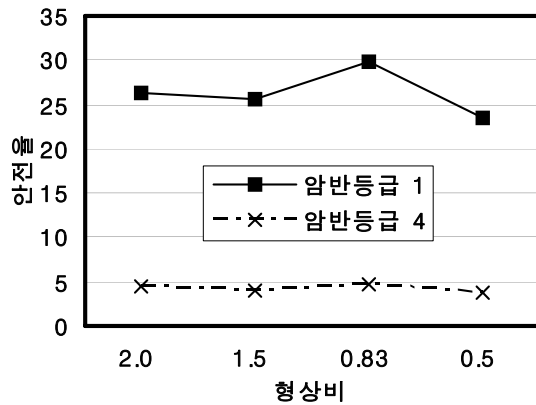
형상비	Q	슛크리트 두께(cm)	록볼트 종방향 간격(m)	록볼트 횡방향 간격(m)	록볼트 길이(m)
2.0	40	5	3.0	3.0	7.0
	4	15	2.0	2.0	
1.5	40	5	3.0	3.0	10.0
	4	15	2.0	2.0	
0.83	40	5	3.0	3.0	7.0
	4	15	2.0	2.0	
0.5	40	5	3.0	3.0	11.0
	4	15	2.0	2.0	

#### 4. 결과 및 정리

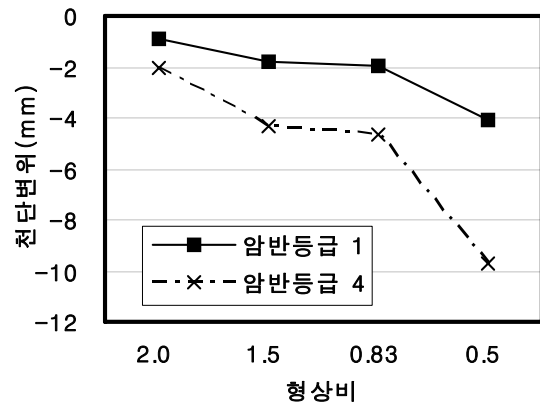
형상비, 굴착단면적 및 암반등급이 안전율 및 천단변위에 미치는 영향을 알아보기 위하여 측압계수 0.7인 경우에 대하여 그림 4.1에 나타내었다. 표 3.1과 같이 굴착단면적은 형상비 1.5, 형상비 0.5, 형상비 0.83, 형상비 2.0의 순서로 작아진다. 안전율은 굴착면적이 작을수록 높아질 것으로 예상된다. 하지만 그림 4.1의 (a)와 같이 굴착단면적이 가장 작은 형상비 2.0인 지하공동보다 굴착단면적이 넓은 형상비 0.83인 지하공동의 안전율이 크게 나타났다. 이는 형상비가 0.83인 지하공동이 형상비 0.5인 지하공동보다 형상비가 1.0에 가깝기 때문에 안전율이 높아진 것으로 판단된다. 또한 형상비 2.0인 공동과 형상비 1.5인 공동을 비교해 보면 형상비 1.0에 가까운 형상비 1.5인 공동의 안전율이 높게 나타날 것으로 예상되지만 형상비 2.0인 공동의 안전율이 높았다. 이는 형상비 2.0인 공동의 굴착단면적이 형상비 1.5인 공동보다 약 3배정도 작아 형상비 2.0인 공동의 안전율이 높아진 것으로 판단된다.

그림 4.1의 (b)에서 보는 바와 같이 형상비가 감소할수록 천단변위는 지하공동 내측방향으로 증가하는 것을 알 수 있다. 하지만 형상비 1.5인 공동과 형상비 0.83인 공동의 경우 천단변위가 비슷하게 나타났다. 이는 형상비 0.83인 공동의 굴착면적이 672m<sup>2</sup>로 형상비 1.5인 공동의 굴착면적 1,255m<sup>2</sup>에 비해 상대적으로 1/2정도 작기 때문인 것으로 판단된다.

그림 4.1의 (a)와 같이 안전율은 암반등급이 1등급에서 4등급으로 불량해짐에 따라 낮아졌고 그림 4.1의 (b)의 천단변위는 암반등급이 1등급에서 4등급으로 불량해짐에 따라 크게 나타나는 것을 확인 할 수 있다. 또한 그림 4.1의 (b)를 보면 모든 암반등급에서 천단변위는 형상비가 0.5인 경우에 가장 크게 나타났고 형상비가 2.0으로 커질수록 천단변위의 크기는 작아졌다. 이는 형상비가 0.5인 공동은 폭이 높ی보다 큰 형태로 수평응력보다 수직응력을 크게 받아 천단변위의 크기가 크고 형상비가 2.0인 공동은 높이가 폭보다 큰 형태로 수직응력의 영향이 줄어들어 천단변위가 상대적으로 작아진 것으로 판단된다.



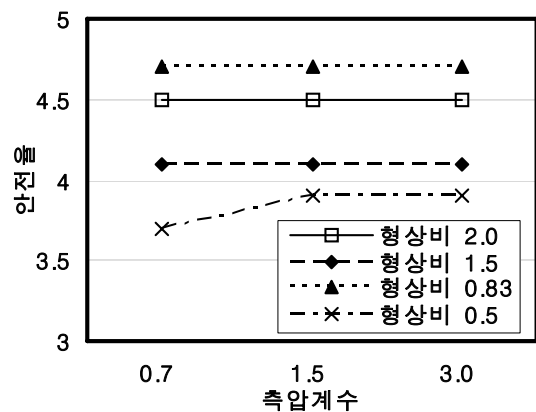
(a) 형상비와 안전율의 관계



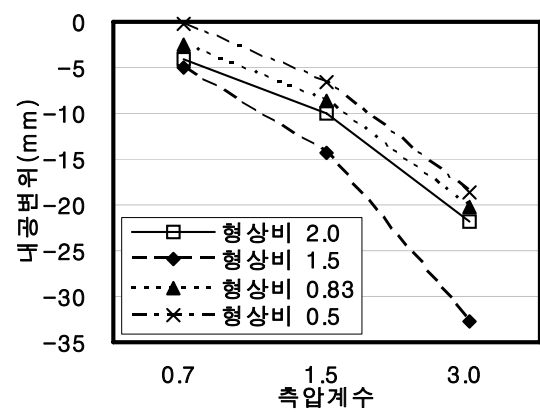
(b) 형상비와 천단변위의 관계

그림 4.1 암반등급별 형상비의 영향(측압계수 0.7)

측압계수와 지하공동 안정성의 상관관계를 알아보기 위하여 4등급 암반으로 측압계수와 안전율, 내공변위의 관계를 4가지의 형상비로 구분하여 그림 4.2에 나타내었다. 그림 4.2의 (a)를 보면 형상비의 변화에 대한 안전율의 차이는 뚜렷하나 측압계수의 변화에 대한 안전율의 변화는 거의 없는 것으로 나타났다. 이런 결과는 높은 토피고(100m)로 인해 측압계수의 효과가 감소하여 안전율에 크게 영향을 주지 않은 것으로 판단된다. 그림 4.2의 (b)를 보면 측압계수가 0.7에서 3.0으로 커질수록 지하공동의 내공변위가 크게 나타났다. 이는 측압계수 0.7인 경우보다 측압계수 3.0인 경우에 수평응력이 크게 작용한 결과로 판단된다.



(a) 측압계수와 안전율의 관계



(b) 측압계수와 내공변위의 관계

그림 4.2 형상비별 측압계수의 영향(4등급 암반)

측압계수가 지하공동 주변의 변위양상에 미치는 영향을 알아보기 위하여 형상비 0.83, 1 등급 암반, 측압계수 0.7, 1.5, 3.0인 경우의 지하공동 주변 변위벡터도를 그림 4.3에 도시하였다. 그림 4.3의 (a)를 보면 측압계수 0.7인 경우는 수직방향의 변위가 수평방향의 변위보다 크게 나타났고 측압계수 1.5인 그림 4.3의 (b)는 측압계수 0.7인 경우보다 수평방향의 변위가 커지는 것을 확인할 수 있다. 그림 4.3의 (c)는 측압계수 3.0인 경우로 천단부의 수직변위

는 작아지고 측벽부의 수평방향 변위가 상대적으로 크게 나타났다. 그림 4.3의 3가지 조건 모두 형상비 0.83으로 수직방향의 변위가 크게 작용할 것으로 예상되는 조건이지만 그림 4.3의 (b), (c)와 같이 측압계수 1.5, 3.0인 경우는 수평응력이 수직응력보다 크게 작용하는 영향으로 수평방향의 변위가 커졌다고 판단된다.

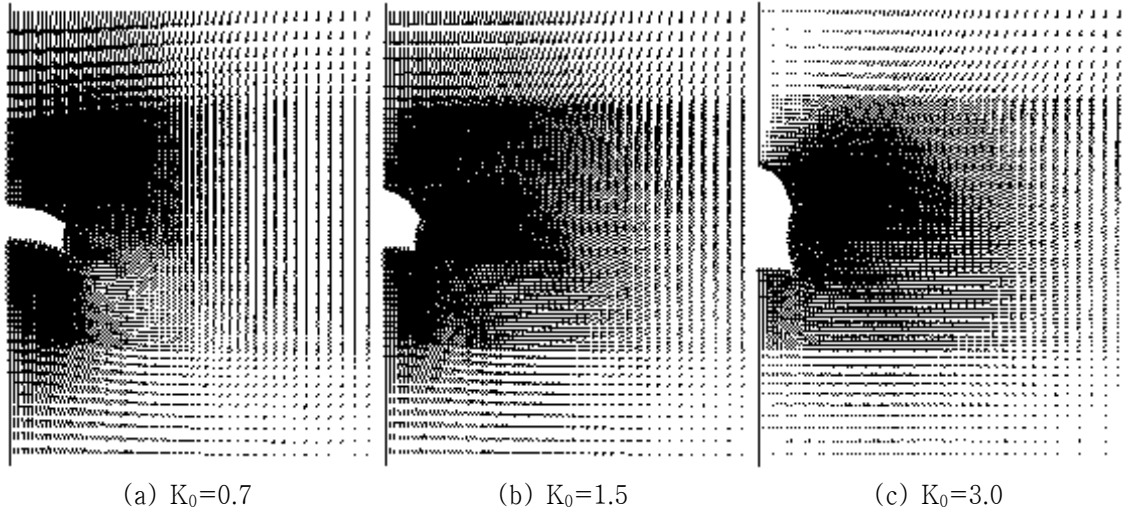


그림 4.3 측압계수에 대한 지하공동 주변 변위도(형상비 0.83, 1등급 암반)

## 5. 결론

본 연구에서는 2차원 연속체 해석에 의한 민감도 분석을 통해 지하공동 굴착 시 지하공동의 형상비와 안정성의 상관관계를 알아보았다. 이를 위해 4가지의 형상비를 가정하고 수치 해석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 지하공동의 암반등급, 토피고 및 측압계수가 같은 조건인 경우 지하공동의 굴착단면적이 작을수록 안전율이 높게 나타났고 지하공동의 형상비는 1.0에 가까울수록 안전율이 높게 나타났다.
- 암반등급이 1등급에서 4등급으로 불량해짐에 따라 안전율은 낮아졌고 천단변위는 크게 나타나 지하공동의 안정성이 불량해졌다. 또한 천단변위는 형상비가 2.0에서 0.5로 작아질수록 크게 나타났다.
- 깊은 심도의 지하공동에서 형상비의 변화에 대한 안전율의 영향은 현저했지만 측압계수 0.7~3.0의 범위에서는 측압계수의 영향은 거의 나타나지 않았다.

하지만 수치해석 시 지하공동의 형상과 암반등급에 따라 숏크리트의 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. 유광호, 박연준, 배규진, 2000, “연약암반층에 굴착된 터널의 안전을 평가”, 한국터널협회 논문집, Vol. 2, No. 3, pp.47~57.
3. 유광호, 박연준, 강용, 2001, “절리암반 터널의 안전을 평가를 위한 수치해석적 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 11, No. 3, pp.279~288.
4. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권, 2005, “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 7, No. 1, pp.37~49.
5. 유광호, 정지성, 2008, “2차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가 비교”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 10, No. 2, pp.193~205.
6. 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.
7. Itasca Consulting Group, Inc. 2005, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 5.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.
8. 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.
9. Naylor, D. J. 1982, “Finite elements and slope stability”, Numer. Meth. in Geomech., Proc. NATO Advanced Study Institute. Lisbon, Portugal, pp.229~244.
10. 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.
11. 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.