

## 측압계수에 따른 숏크리트 거동의 수치해석적 검증

유광호, 정지성, 임영수, 박연준(수원대학교)

본 논문은 1차로 마제형 터널에서의 지반과 지보재의 상호 거동을 규명하기 위한 연구로서 터널의 주지보재인 숏크리트의 균열, 파괴하중 및 변형하는 거동양상을 실물크기의 터널모형실험을 통해 확인하였다. 이때 실험은 측압계수를 0.5, 1.0, 2.0으로 설정하여 각각 측압계수에 따른 결과를 확인하였다. 또한 실제 실험과 같은 조건을 설정한 3차원 수치해석을 실시하여 각각의 결과를 비교·검증하였다. 터널모형 실험은 측압조건을 설정할 수 있도록 11개의 실린더를 사용하여 실험을 수행하였다. 3차원 수치해석 모델링은 터널모형실험과 가능하면 같은 조건으로 해석하기 위하여 모형실험으로부터 로드셀 및 LVDT를 통해 얻은 하중-변위곡선이 수치해석 시에도 재현되도록 하였다.

### 1. 서론

우리나라는 국토의 약 70%이상이 산악지형인 특수한 지형적 특성을 가지고 있어 이러한 지형을 효율적으로 이용하기 위하여 지하 공간의 개발이 중요시 되고 있다. 특히 터널구조물에 대한 관심이 높아짐에 따라 이에 따른 터널구조물을 경제적이고 안전하게 설계하기 위해 실제 터널이 받는 다양한 조건의 지반하중과 하중분포에 대한 연구가 요구된다.

유광호 등(2006)은 실물크기의 터널모형실험과 2차원 수치해석을 통해 터널의 지반-지보재 상호거동을 비교·검증하였다. 이 연구에는 유압실린더 7개를 사용하여 하중을 가하였는데 유압실린더의 수가 충분하지 않아 등분포 하중을 가하는데 무리가 있고 유압실린더가 개별조절이 가능하지 않아 측압계수를 1.0으로 고정하여 정확한 하중모사가 어렵다고 판단된다. 따라서 더욱 효과적으로 등분포하중재하를 할 수 있는 연구가 필요하다고 판단된다.

유광호 등(2007)은 터널의 지반-지보재 상호 거동을 규명하기 위해 지보재인 숏크리트의 균열, 파괴하중, 변형거동을 실물크기의 터널모형실험과 수치해석을 실시하여 결과를 비교·검증하였다. 이 연구는 3차원 수치해석을 통해 터널모형실험을 유사하게 모사하였고 측압계수 0.5, 1.0 인 두 경우의 대하여 변위 양상과 하중-변위의 관계를 비교·검토하였다. 하지만 지반의 다양한 하중조건을 모사하여 숏크리트의 거동을 파악하기에는 측압계수의 다양성이 부족하다고 판단된다. 따라서 다양한 측압계수에 따라 변화하는 거동특성을 실험하여 이에 대한 안전한 설계를 계획할 수 있는 연구가 필요하다고 판단된다.

유광호 등(2008)의 연구에 따른 터널모형 실험은 유광호 등(2007)에 실시되었던 실험을 더욱 정확하게 모사할 수 있도록 추가실험을 하였다. 또한 자체 제작한 FISH routine을 사용하여 실제 실험 시 나타난 균열순서와 3차원 수치해석에서 계산된 터널모형에 작용하는 응력을 비교하였다. 측압계수를 2.0으로 실시한 터널모형 실험에서도 수치해석을 통해 숏크리트에 작용하는 응력을 확인하고 실제 실험과 비교하여 FISH routine의 적용성을 검증할

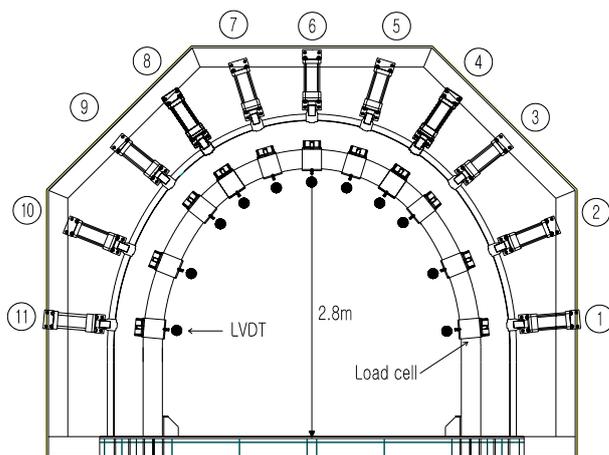
필요성이 있다고 판단되어 본 연구를 수행하였다.

본 연구에서의 터널모형실험은 11개의 유압실린더, 11개의 로드셀, 100mm 7개, 50mm 4개 총 11개의 LVDT를 사용하여 실험하였다. 11개의 유압 실린더는 각각 다르게 하중 재하를 조절할 수 있게 제작되었다. 이 유압 실린더로 천단부와 측벽부의 하중을 조절하여 측압계수에 따른 숏크리트의 상호거동을 정확하게 파악할 수 있도록 측압계수를 0.5, 1.0, 2.0으로 변화하여 3 가지 측압계수에 대한 실험을 실시하였다. 이러한 실험과 그에 대한 3 차원 수치해석 검증은 통하여 측압계수에 대한 숏크리트의 파괴거동을 규명할 수 있을 것이라 기대된다.

## 2. 터널모형실험

### 2.1 장비의 제작 및 제원

터널의 주지보재인 숏크리트의 파괴거동을 규명하기위해 터널모형실험장치를 제작하였다. 실험에 사용된 터널모형실험장치는 그림 1의 (a)와 같이 폭 3.3m, 높이 2.9m, 깊이 0.5m로 두께는 5cm, 10cm, 20cm의 숏크리트를 타설할 수 있도록 제작되었다. 본 논문에서는 두께 10cm로 고정하고 측압계수에 변화를 주어 숏크리트를 타설하여 측압계수가 터널모형에 미치는 영향을 중점적으로 연구하였다. 터널에 가해지는 하중을 모사하기위해 하중재하는 그림 1의 (a)와 같이 ①부터 ⑪까지 위치에 좌·우 측벽부의 6개(①, ②, ③, ⑨, ⑩, ⑪), 천단부 5개(④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧) 총 11개의  $\phi 125\text{mm}$ , 20ton(최대 25ton)의 용량인 유압실린더를 설치하였다. 하중재하는 하중의 급격한 증가에 의해 취성파괴가 일어나지 않도록 하중재하 속도를 천천히 수동으로 조절하여 이를 방지하였다.



(a) 평면도



(b) 로드셀

그림 1. 모식도 및 하중재하장치

또한 그림 1의 (b)와 같이 지보재인 숏크리트의 거동을 파악하기 위해서  $\phi 200\text{mm}$ , 20ton의 용량의 11개의 로드셀을 유압실린더 정면에 거치하여 하중을 측정하였으며 50mm LVDT 4개, 100mm LVDT 7개, 총 11개의 LVDT를 터널모형내부에 설치하여 내공변위를

측정하였다. 내공변위가 클 것이라고 예상되는 지점에는 100mm의 LVDT를 설치하였으며 내공변위가 적을 것이라고 예상되는 지점에는 50mm의 LVDT를 설치하였다. 유압 실린더와 쏯크리트 사이의 공간에는 실제 지반하중과 유사한 등분포 하중을 받을 수 있도록 모래를 사용하여 두께 30cm의 뒤채움을 하였다. 하중재하 시 쏯크리트의 이동을 방지하기 위해 인버트에 쏯크리트 양단부를 고정시켰다. 또한 쏯크리트가 연직방향으로 들리는 현상을 방지하기 위해 들림 방지봉을 체결하였다. 쏯크리트는 강섬유 보강 쏯크리트를 사용하였으며 강섬유량은  $45\text{kgf/m}^3$ , 배합비는 일반적으로 현장에서 적용되는 값을 사용하였다(유광호 등, 2007).

하중재하는 그림2와 같이 좌·우 측벽부의 6개(①, ②, ③, ⑨, ⑩, ⑪), 천단부 5개(④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧)의 유압실린더를 2개조로 묶어 각기 따로 하중재하가 조절될 수 있도록 하여 측압계수를 설정할 수 있게 하였다. 본 논문에서는 0.5, 1.0, 2.0의 측압계수를 사용하였다.

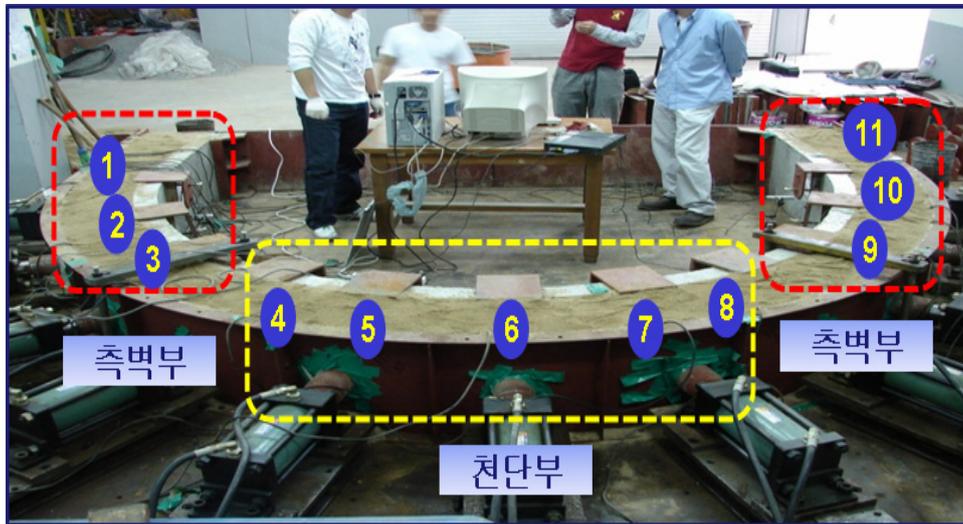


그림 2. 유압실린더의 하중재하위치

## 2.2 터널모형실험 결과 및 정리

### 2.2.1 측압계수 0.5인 경우

측압계수를 0.5로 설정한 터널모형실험 시 균열 발생순서는 표 1과 같이 나타났다. 표 1을 보면 최초균열은 하중수준이 약 6.1ton일 때 천단부 6번 실린더 부근에서 발생하였다. 이후 천단부에서 계속적인 균열이 발생하다가 하중수준이 약 7.7ton일 때 균열이 측벽부 방향으로 이동하였다. 그 후 약 8.5ton의 하중이 가해질 때 기존에 발생하였던 천단부 균열이 증가하였다. 최종적으로 천단부에서 약 13.7ton의 하중이 가해질 때 터널모형이 파괴되었다. 천단부에 최초균열이 발생하고 측벽부보다 잦은 균열이 발생하였으며 최종적으로는 6번 실린더 부근이 파괴된 것을 보아 천단부가 취약하게 거동한 것을 알 수 있다. 이는 측압계수를 0.5로 설정하여 수직응력이 수평응력보다 크게 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.

표 1. 측압계수가 0.5인 경우 균열발생순서

균열순서	발생위치	하중(ton)	비고
1	6번 (천단부)	6.1	균열 발생
2	5번 (천단부)	6.3	균열 발생
3	4/5번 (천단부)	6.7	균열 발생
4	2번 (측벽부)	7.7	균열 발생
5	9번 (천단부)	7.9	균열 발생
6	6번 (천단부)	8.5	균열 증가
7	2/3번 (측벽부)	9.4	균열 발생
8	1/2번 (측벽부)	9.8	균열 발생
9	2번 (측벽부)	11.2	균열 증가
10	5번 (천단부)	12.5	균열증가
11	6번 (천단부)	13.7	파괴

### 2.2.2 측압계수 1.0인 경우

측압계수 1.0으로 터널모형실험 시 균열발생 순서는 그림 3과 같이 나타났다. 그림 3을 보면 최초 균열발생은 하중 약 9.3ton이 가해질 때 측벽부에서 발생하였다. 측벽부에서 대부분의 균열이 발생하다가 하중 약 12.7ton이 가해질 때 천단부의 균열이 발생하였다. 그 후 측벽부의 균열이 증가하면서 최종적으로 하중 약 12.97ton이 가해질 때 측벽부에서 파괴가 일어났다. 실험결과 측압계수 1.0인 경우는 측벽부가 천단부보다 약간 취약하게 거동한 것을 알 수 있다. 이는 천단부와 측벽부의 하중수준은 같지만 터널모형의 측벽부 아랫부분인 인버트 부분이 고정되어 있으므로 측벽부 부근에 휨응력이 크게 작용하기 때문인 것으로 판단된다.

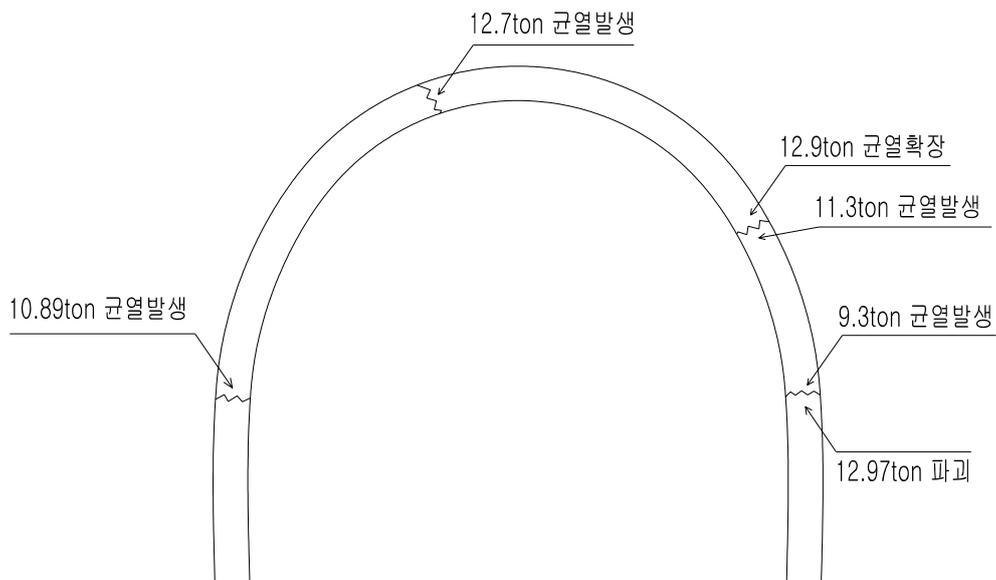


그림 3. 측압계수가 1.0인 경우 균열발생순서

### 2.2.3 측압계수 2.0인 경우

측압계수를 2.0으로 실시한 터널모형실험 시 균열발생 순서는 그림 4와 같이 나타났다. 그림 4를 보면 최초 균열 발생은 하중이 약 3.2ton이 가해질 때 측벽부에서 발생하였다. 하중이 약 4.3ton이 가해질 때 측벽부 균열이 증가하였고 하중이 약 5.1ton에서 균열이 천단부로 이동하여 발생하였다. 이 후 측벽부에 균열이 계속 발생하였고 확대되어 최종적으로 약 12ton의 하중에서 측벽부에 파괴가 발생하였다. 이런 균열순서는 측압계수가 0.5일 때의 균열순서와는 반대인 결과로서 측벽에 천단부보다 큰 하중이 가해져 측벽부에 대부분의 균열이 발생하고 파괴가 일어났다. 또한 측압계수 1.0과는 변위거동이 유사하게 나타났지만 그 변위량이 증가한 것을 알 수 있다.

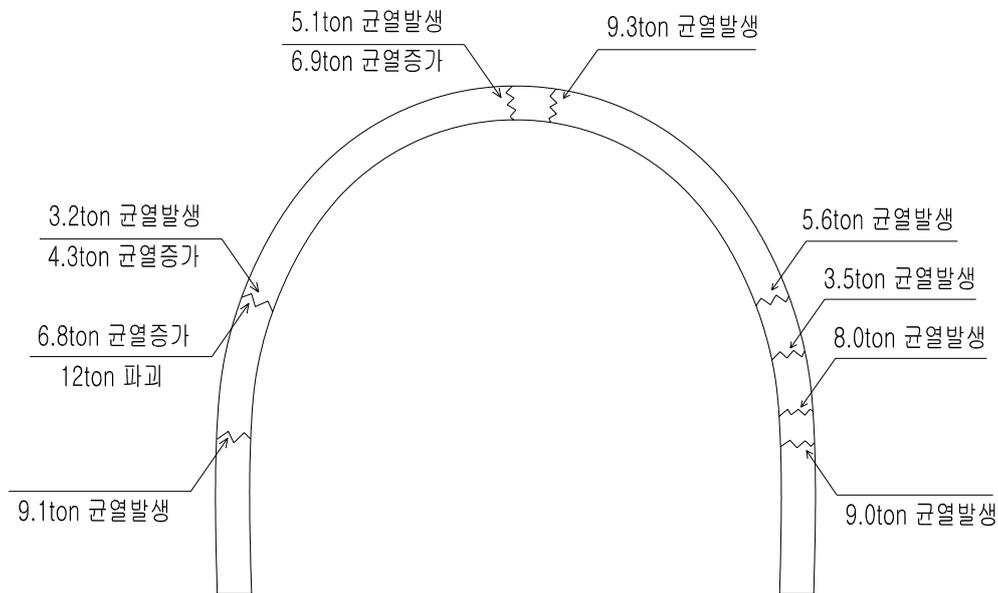


그림 4. 측압계수가 2.0인 경우 균열발생순서

측압계수에 관계없이 3가지 경우 모두 약 12.0~13.0ton의 하중에서 파괴가 발생하였다. 이를 보면 전체적인 하중수준보다는 국부적으로 한 지점에 작용하는 하중이 전체 안정성에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다. 두께가 10cm인 강섬유 보강 슛크리트는 약 12ton의 하중을 견딜 수 있는 것으로 나타났다.

### 2.2.4 측압계수에 따른 측벽부 하중-변위 거동

그림 5는 1번 실린더 위치 즉, 측벽부에 설치되어 있는 로드셀과 LVDT를 사용하여 얻어진 하중-변위곡선이다. 측압계수가 0.5인 경우는 그림 5의 (a)와 같이 최종적으로 약 6.5ton의 하중이 작용하였을 때 슛크리트는 외측으로 약 10mm의 변위가 발생하였다. 측압계수가 1.0인 경우는 그림 5의 (b)와 같이 약 10.5ton의 하중이 작용하였을 때 내측으로 약 14mm의 변위가 발생하였다. 측압계수가 2.0인 경우는 그림 5의 (c)와 같이 약 11.5ton의 하중이

작용하였을 때 숯크리트가 내측으로 약 41mm의 변위가 발생하였다.

측압계수 0.5인 경우는 측벽부보다 천단부에 큰 하중이 가해져 측벽부 숯크리트가 외측으로 변위가 발생하였고 측압계수 2.0인 경우는 0.5인 경우와 반대로 천단부보다 측벽부에 큰 하중이 가해져 숯크리트가 내측으로 변위가 생겼다. 측압계수 1.0인 경우는 천단부와 측벽부에 같은 하중이 가해지지만 측벽부 숯크리트가 내측으로 변위가 생기는 결과를 보면 측벽부의 하중이 천단부의 하중보다 숯크리트의 거동에 크게 작용한다고 판단된다. 측압계수 1.0과 2.0은 유사한 거동을 보이지만 측압계수 2.0인 경우가 측벽부에 하중이 천단부보다 2배 크게 작용하기 때문에 측압계수 1.0일 때보다 변위가 크게 발생하였다.

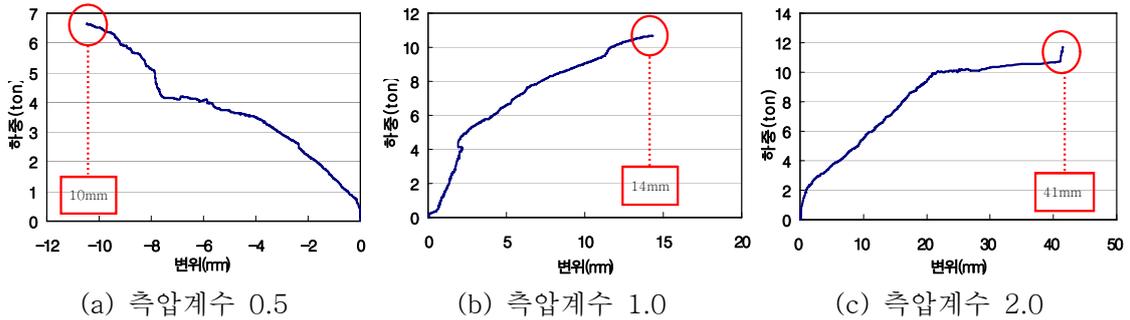


그림 5. 측벽부 측압계수별 하중-변위곡선

### 2.2.5 측압계수에 따른 천단부 하중-변위 거동

측압계수가 0.5인 경우는 그림 6의 (a)와 같이 약 13ton의 하중이 작용하였을 때 숯크리트는 내측으로 43mm의 변위가 발생하였다. 측압계수가 1.0인 경우는 그림 6의 (b)와 같이 약 11ton의 하중이 작용하였을 때 숯크리트는 외측으로 약 3.8mm의 변위가 발생하였다. 측압계수가 2.0인 경우는 그림 6의 (c)와 같이 약 5ton의 하중이 작용하였을 때 외측으로 약 32mm의 변위가 발생하였다.

천단부의 변위 거동을 살펴보면 측벽부의 결과와는 반대의 모습을 보이는 것을 알 수 있었다. 측압계수 0.5인 경우는 측벽부보다 천단부에 큰 하중이 가해지기 때문에 천단부 숯크리트가 내측으로 변위가 발생하였다. 측압계수 1.0인 경우는 천단부와 측벽부에 같은 하중이 가해지지만 천단부의 숯크리트가 외측으로 변위가 발생하였다. 측압계수 2.0인 경우는 천단부보다 측벽부에 큰 하중이 가해져 천단부 숯크리트가 외측으로 변위가 발생하였다. 측압계수 1.0과 측압계수 2.0은 천단부에서도 유사한 변위 거동을 보이지만 측압계수 2.0인 경우가 측벽부에 하중이 천단부보다 2배 크게 작용하기 때문에 측압계수 1.0보다 측압계수 2.0에서 변위가 크게 발생하였다.

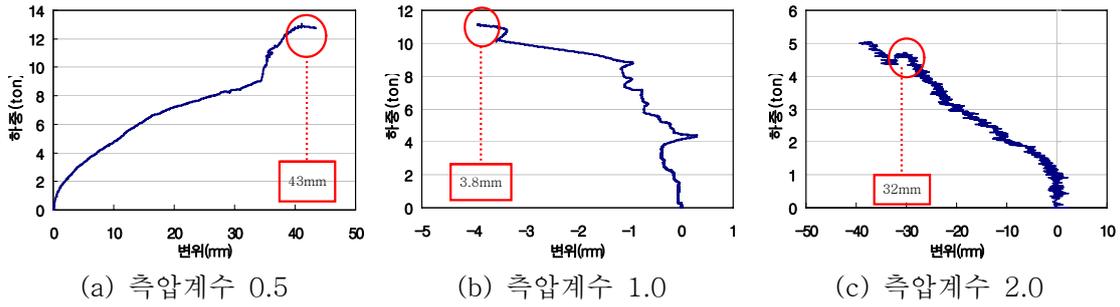


그림 6. 천단부 측압계수별 하중-변위곡선

### 2.2.6 측압계수에 따른 변위양상 비교

그림 7에 측압계수에 따른 터널모형의 전체 변위양상을 나타내었다. 터널모형의 변위양상을 비교하면 그림7의 (a)와 같이 측압계수 0.5일 때는 천단부는 내측으로 측벽부는 외측으로 변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 그림7의 (b)와 (c)는 각각 측압계수 1.0과 2.0으로 변위는 측압계수 2.0에서 측압계수 1.0보다 크게 나타나지만 천단부는 외측으로 밀리고 측벽부는 내측으로 들어오는 변위양상은 유사하게 나타났다.

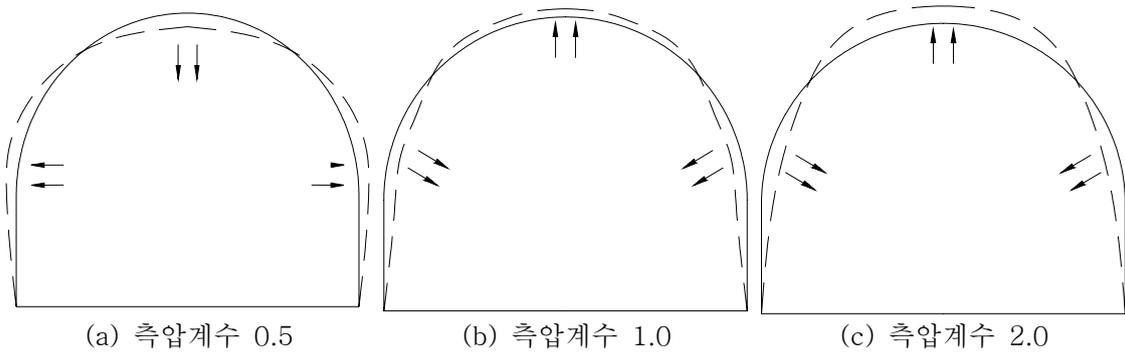


그림 7. 측압계수 따른 터널모형실험의 변위양상

## 3. 수치해석적 검증

본 논문에서는 지반해석용 프로그램인 FLAC-3D ver. 3.10을 사용하였다(Itasca Consulting Group, 2006). 측압계수에 따른 숏크리트 거동을 알아보기 위해 각각 다른 측압계수 0.5, 1.0, 2.0을 사용하여 3차례에 걸쳐 수행된 터널모형실험 결과를 비교·검증하기 위한 3차원 수치해석을 하였다. 터널모형실험 결과를 토대로 가능한 터널모형실험과 유사하게 숏크리트의 거동을 모사할 수 있도록 하중이력 곡선을 사용하여 각각의 로드셀에서 읽히는 하중수준이 실험과 수치해석에서 비슷하도록 하였다.

### 3.1 해석 개요

해석 모델링은 그림 8과 같이 터널모형실험과 동일한 조건으로 설정하여 해석하고 해석결과를 실제 터널모형실험 결과와 비교·검증하였다. 수치해석 시 해석 시간을 줄이기 위해 슛크리트가 좌·우 대칭인 점을 이용하여 반단면 해석을 수행하였다. 슛크리트는 탄성거동을 하는 shell 요소로 모델링하였고 인버트 부분의 슛크리트는 실제 터널모형실험과 같이 슛크리트의 양단부는 고정시켰다.

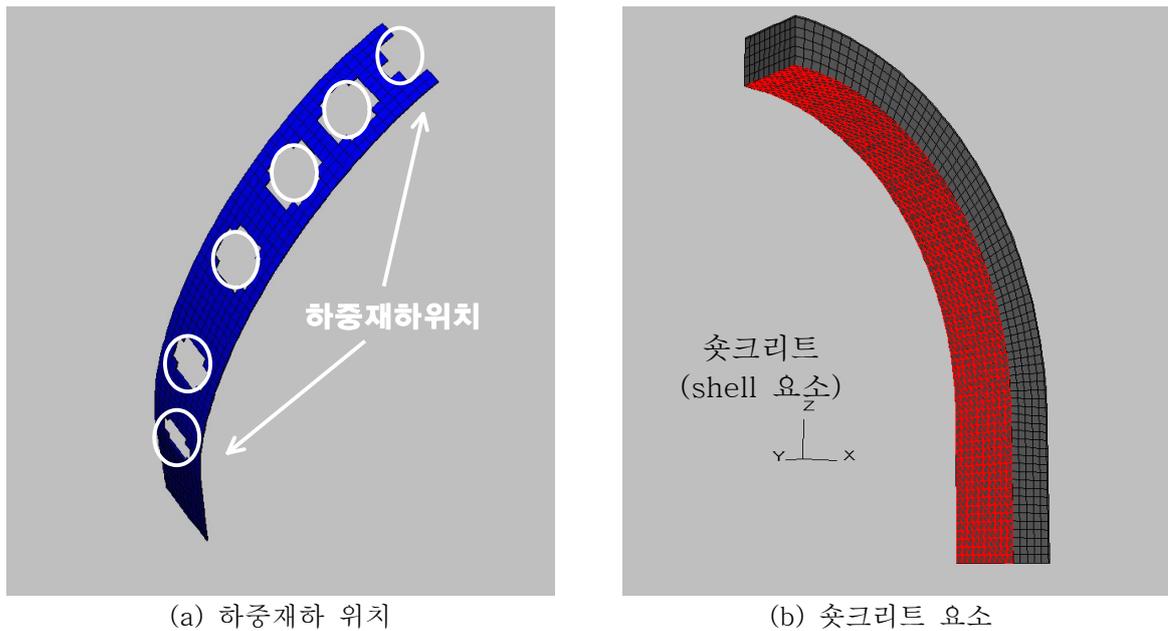
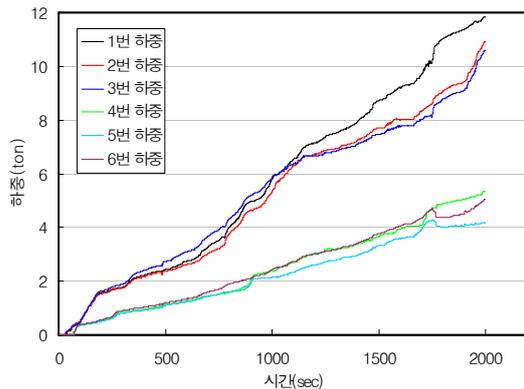
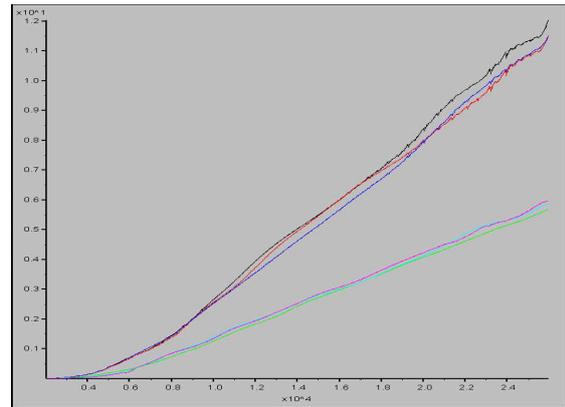


그림 8. 수치해석 모델링 개요

터널모형실험 시 하중재하는 각각 측벽부와 천단부도 나누어 1조로 묶어 수행하였기 때문에 유압이 동시에 균등하게 증가하지 않고 개별적인 차이를 나타내는 문제가 발생하였다. 수치해석에서는 터널모형실험 상황을 유사하게 모사하기 위해 그림 9의 (a)와 같은 터널모형 시 하중이력곡선을 동일하게 재현할 수 있도록 각각의 하중재하 속도를 조절하였다. 이를 위해 하중재하 및 슛크리트 배면에 작용하는 하중은 별도의 FISH routine을 작성하여 하중증가를 재현하였다. 결과적으로 그림 9의 (b)와 같은 수치해석 하중이력곡선을 만들 수 있었다. 실험 시 하중이력곡선과 수치해석 시 하중이력곡선을 비교해 보면 비교적 정확하게 모사된 것을 알 수 있다. 또한 측압의 효과가 수치해석에 잘 모사된 것으로 판단된다.



(a) 터널모형실험 시



(b) 수치해석 시

그림 9. 하중이력곡선

### 3.2 수치해석 입력강도 정수

수치해석 수행에 사용할 슛크리트의 물성값을 구하기 위해 터널모형실험 시 슛크리트 타설과 동시에 지름 5cm, 길이 10cm의 공시체를 제작하여 일축압축시험을 하였다. 실험을 통해 얻은 값들을 기준으로 수치해석 결과가 터널모형실험 결과와 일치하도록 역해석하여 조정하였다. 수치해석에 사용한 슛크리트의 입력물성값은 탄성계수  $6.71 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ , 포아송비 0.2이고 뒤택움재의 입력물성값은 탄성계수  $2.5 \times 10^3 \text{kg/cm}^2$ , 포아송비 0.3, 점착력  $0.8 \text{kg/cm}^2$ , 단위중량  $2,000 \text{kg/m}^3$ , 내부마찰각 35, 인장강도  $0.4 \text{kg/cm}^2$ 을 사용하였다.

### 3.3 수치해석 결과 및 정리

#### 3.3.1 축압계수에 따른 측벽부 하중-변위 거동

수치해석 시 측벽부의 축압계수에 따른 하중-변위곡선은 그림 9와 같다. 그림 10의 (a)와 같이 축압계수가 0.5인 경우 하중 약 5.8ton이 가해질 때 슛크리트가 외측으로 약 7mm의 변위가 발생하여 실제 실험과 약 3mm의 차이를 보인 결과가 나타났다. 그림 10의 (b)와 같이 축압계수 1.0일 때는 하중 약 13ton이 작용할 때 내측으로 약 13mm의 변위가 나타나 실제 실험과 유사하게 나타났다. 그림 10의 (c)와 같이 축압계수 2.0일 때는 하중 약 12ton에서 내측으로 45mm의 변위가 발생하여 실제 실험과 유사하게 나타났다. 측벽부의 변위 발생량은 실제 실험과 수치해석 시 거의 유사한 것을 알 수 있다.

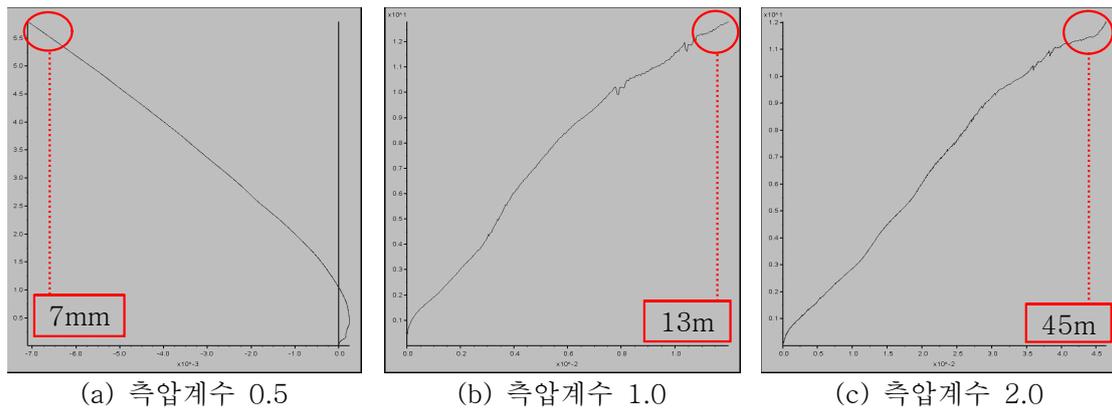


그림 10. 측벽부 측압계수별 하중-변위곡선

### 3.3.2 측압계수에 따른 천단부 하중-변위 거동

수치해석 시 천단부의 측압계수에 따른 하중-변위곡선은 그림 11과 같다. 그림 11의 (a)와 같이 측압계수 0.5인 경우는 내측으로 약 44mm의 변위가 생겨 실제 터널모형실험과 매우 유사하게 나타났다. 그림 11의 (b)는 측압계수 1.0인 경우로 외측으로 변위가 2mm정도 나타났다. 실제 실험에서는 3.8mm정도 변위가 나타나 약 1.8mm의 차이가 나타났다. 그림 11의 (c)는 측압계수 2.0인 경우로 변위는 내측으로 발생하였고 실제 실험결과와는 2mm정도 작게 나타나 측압계수가 다른 3 가지의 경우 모두 실제실험과 수치해석이 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

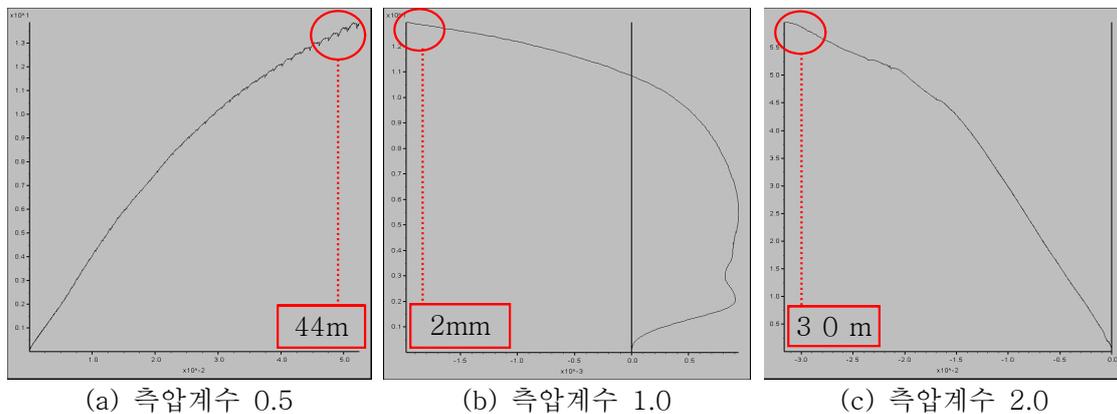


그림 11. 천단부 측압계수별 하중-변위곡선

### 3.3.3 숏크리트의 응력 비교

표 2는 측압계수가 2.0인 경우의 수치해석 시 나타나는 숏크리트 내부에 발생하는 휨응력을 shell 요소에서 발생하는 축력과 모멘트를 사용하여 구해 최대압축응력, 최대인장응력 및 발생위치를 하중단계별로 정리하였다. 이 때 허용응력 설계법을 적용하여 숏크리트의 파

괴를 판단하였다. 본 논문에서는 설계기준강도( $f_{ck}$ )를 실험을 통해 얻은 쏫크리트 공시체의 일축압축강도인  $380\text{kg/cm}^2$ 로 가정하여 표 2와 같이 허용휨압축응력( $f_{ca}$ )  $228\text{kg/cm}^2$ 과 허용휨인장응력( $f_{ta}$ )  $12.28\text{kg/cm}^2$ 를 구하였으며 shell 요소의 최대휨압축응력 및 인장응력이 각각 계산된 허용휨응력을 초과하면 균열이 발생한다고 판단하였다.

축압계수 2.0인 경우의 터널모형실험 결과와 비교하면 실제실험 시 쏫크리트는 하중 약 3.2ton에서 측벽부에 최초 균열이 발생하였고 수치해석 시에는 압축응력에 의한 균열이 약 4~5ton일 때 발생하였고 인장응력에 의한 균열이 측벽부에서 2~3ton사이에서 발생하였다. 인장응력에 의한 균열은 비교적 잘 일치한다고 할 수 있으나 압축응력에 의한 균열은 약 1~2ton 가량 과대평가 한다고 할 수 있다.

유광호(2008)에 의하면 축압계수 0.5 및 1.0의 일 때의 수치해석에서의 균열 시 하중수준 예측은 인장응력에 의한 경우는 수치해석이 약간 과대평가되나 압축응력에 의한 경우 수치해석과 비슷하다고 하였다. 하지만 축압계수 2.0의 경우 인장응력에 의한 균열발생 하중이 더욱 일치하는 것을 알 수 있다. 하지만 이는 근소한 차이로 약 1ton 정도의 오차가 발생한 것으로 보인다. 이러한 균열 발생하중의 차이는 터널모형실험 시 육안으로 쏫크리트 배면의 균열을 판단하기 때문에 생기는 문제점이라고 판단된다. 또한 쏫크리트를 탄성체로 모델링하고 허용응력 설계법에 의해 간접적으로 균열을 예측하였기 때문에도 약간의 오차가 발생할 수 있다.

표 2. 수치해석 시 쏫크리트의 응력

하중(ton)	최대압축응력( $\text{kg/cm}^2$ )		최대인장응력( $\text{kg/cm}^2$ )		$f_{ca}(\text{kg/cm}^2)$	$f_{ta}(\text{kg/cm}^2)$
	내측 (발생위치)	외측 (발생위치)	내측 (발생위치)	외측 (발생위치)		
1.0	41.9(1번)	34.0(5번)	0	0	228	12.28
2.0	105.1(2번)	80.2(4번)	-0.88(1번)	-5.9(2번)		
3.0	174.3(1번)	114.6(4번)	-2.50(1번)	-27.2(1번)		
4.0	225.9(1번)	149.4(4번)	-6.59(1번)	-38.0(1번)		
5.0	277.2(1번)	190.2(3/4번)	-0.62(1번)	-49.8(1번)		
6.0	338.4(1번)	229.4(3/4번)	-2.26(1번)	-67.2(1번)		
7.0	398.8(1번)	265.8(4번)	-4.23(1번)	-88.5(1번)		
8.0	463.9(1번)	307.4(4번)	-8.74(1번)	-109.5(1번)		
9.0	533.9(1번)	347.0(4번)	-12.32(1번)	-131.0(1번)		
10.0	610.4(1번)	409.0(4번)	-23.17(1번)	-158.2(1번)		
11.0	699.1(1번)	459.0(4번)	-36.43(1번)	-194.7(1번)		
12.0	808.3(1번)	528.7(4번)	-15.96(1번)	-245.9(1번)		

## 4. 결론

본 연구를 통해 터널의 주 지보재인 숯크리트의 측압계수에 따른 파괴거동을 규명하기 위해 터널과 유사한 크기의 마제형 터널을 제작하여 터널모형실험을 수행하고 3차원 수치해석에 의해 검증하였다. 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 3차원 수치해석을 통해 터널모형실험의 측압계수에 따른 거동양상을 비교적 유사하게 모사할 수 있었다. 또한 실험결과를 수치해석으로 비교·검증 하여 하중-변위 및 파괴하중을 비교적 유사하게 모사할 수 있었다.
- 측압계수 1.0과 측압계수 2.0은 서로 유사한 숯크리트 변위양상이 나타났다. 하지만 측압계수 0.5인 경우와는 반대양상의 변위를 확인하였다. 측압계수 1.0과 2.0은 변위양상은 유사하게 나타났지만 변위량은 측벽부의 하중이 천단부보다 크게 작용하는 측압계수 2.0에서 측압계수 1.0보다 크게 발생하였다.
- 측압계수 2.0에서의 균열 발생하중에서 인장응력에 의한 예측은 비교적 일치하나 압축응력에 의한 경우는 수치해석의 결과가 약간 과대평가된 것을 알 수 있다. 이는 측압계수 1.0과 0.5와는 반대되는 경우로서 발생하는 균열 발생하중의 오차는 숯크리트를 탄성체로 가정하고 허용응력 설계법을 적용하여 간접적으로 숯크리트의 파괴를 판정하였기 때문인 것으로 판단된다.

숯크리트 파괴 시까지의 하중-변위 곡선은 유사하게 모사할 수 있었지만 균열 발생하중을 정확하게 예측할 수 있도록 추가 연구가 필요하며 이는 숯크리트의 파괴거동을 정확히 모사하도록 숯크리트를 탄소성요소로 모델링하여 수치해석을 실시하는 정밀한 연구가 되어야 할 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부의 건설기술개발사업을 위한 연구지원(04핵심 CO1)에 의해 수행된 결과의 일부로서 관계기관에 깊은 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 유광호, 박연준, 이민호, 2006, “모형실험 및 수치해석에 의한 터널의 정량적 안정성 평가기술 연구”, 한국지반공학학회, 가을학술발표회 대구 경북대학교, pp.2150-2159.
2. 유광호, 이민호, 박연준, 2007, “숯크리트 거동에 대한 갱도모형실험과 수치해석의 비교, 한국암반공학학회 춘계학술발표회”, 서울대 호암 컨벤션 센터, pp.112-121.
3. 유광호, 정지성, 박연준, 2007, “지반하중조건에 따른 숯크리트 거동의 수치해석적 검증”, 한국암반공학학회, 특별심포지엄논문집, pp.365~374.
4. 유광호, 정지성, 박연준, 2008, “강섬유 보강 숯크리트의 터널모형실험 및 수치해석적 검증”, 한국암반공학학회 논문집, Vol. 18, No. 2, pp107-117.
5. Itasca Consulting Group, Inc., 2006, FLAC-3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.10, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.