

KR C-12050

Rev.0, 5. December 2012

# 터널안정성해석

2012. 12. 5



한국철도시설공단



## 경 과 조 치

이 “철도설계지침 및 편람” 이전에 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 “철도설계지침 및 편람”을 그대로 사용할 수 있습니다.

## 일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 “철도설계지침” 및 “편람”을 국제적인 방식에 맞게 체계를 코드별로 변경하였습니다.  
또한, 코드에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람”에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(이전 편람) 부분은 설계용역 업무수행의 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서입니다. 여기서, 제목 부분의 편람은 각 코드에서의 해설을 충칭한 것입니다.



# 목 차

1. 용어의 정의 .....	1
2. 일반사항 .....	3
3. 해석입력특성 .....	5
4. 하중결정 .....	5
5. 해석방법 .....	5
6. 해석결과의 평가 .....	6
해설 1. 터널해석의 일반사항 .....	7
1. 해석상의 고려사항 .....	7
2. 해석 프로그램상의 제한사항 .....	7
3. 해석의 순서 .....	8
4. 해석방법의 종류와 적용범위 .....	9
4.1 해석적 방법 .....	9
4.2 수치적 방법 .....	9
4.3 경험적 방법 .....	11
해설 2. 해석입력특성치 및 하중결정 .....	15
1. 지반특성값 산정 .....	15
1.1 탄성계수(E) .....	15
1.2 포아송비( $\nu$ ) .....	16
1.3 점착력(c) .....	20
1.4 내부마찰각( $\phi$ ) .....	20
2. 초기응력결정 .....	20
3. 하중결정 .....	21
3.1 하중결정시 고려사항 .....	21
3.2 하중의 종류와 조합 .....	21
해설 3. 해석방법 .....	24
1. 해석의 영역과 경계조건 .....	24
2. 지반모델링 .....	25
2.1 연속체 모델링 .....	25
2.2 불연속체 모델링 .....	28
2.3 요소의 크기 및 배열 .....	29
3. 지보재 모델링과 지보재 특성치 .....	30

3.1	쑈크리트 .....	31
3.2	강지보재 .....	31
3.3	록볼트 .....	31
3.4	보조공법 적용영역 .....	31
3.5	지반주입공영역 .....	32
3.6	지장물 .....	32
4.	시공단계의 해석적 반영 .....	32
4.1	시공과정의 설정과 모델화 .....	32
4.2	하중분배 모델(한국지반공학회, 1997) .....	33
4.3	강성변화 모델 .....	37
<b>해설 4.</b>	<b>해석결과의 평가와 적용 .....</b>	<b>38</b>
1.	굴착단계별 평가 .....	38
1.1	지반변위 .....	38
1.2	지반의 안정성 .....	38
1.3	지보부재의 안정성 .....	39
2.	미시적, 거시적 평가 .....	39
3.	인접시설물 영향 평가 .....	39
4.	시공시 해석결과의 활용방안 .....	40
<b>해설 5.</b>	<b>터널 수치해석 .....</b>	<b>41</b>
1.	대상터널의 지반특성 .....	41
2.	지보패턴 및 해석방법 .....	42
3.	해석결과 분석 .....	43
<b>RECORD HISTORY</b> .....		<b>45</b>

## 1. 용어의 정의

- (1) 경사 : 층리면(지층면), 단층면, 절리면 등의 지질 불연속면이 수평면에 대하여 최대 기울어진 각도를 말하며, 경사방향은 주향과 항상 직교하게 나타나며, 진북을 기준으로 측정
- (2) 내공변위 : 터널굴착으로 발생하는 터널 내공형상의 변화를 말하며 통상 내공단면의 축소량을 양(+)의 값
- (3) 단층 : 지각의 응력에 따라 생긴 일정 규모 이상의 전단파괴면에서 양측에 상대적으로 어긋남을 가지는 선상 또는 대상의 부분

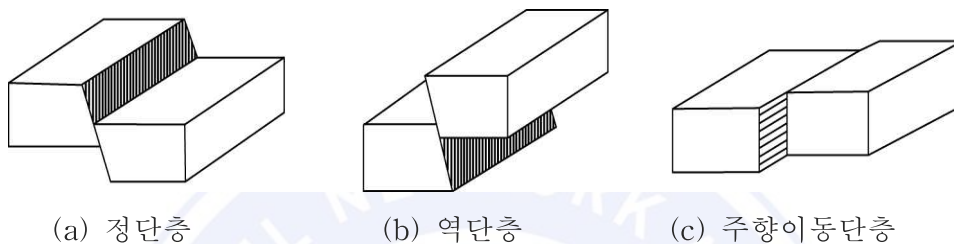


그림 1. 단층의 종류

- (4) 록볼트(Rock Bolt) : 굴착암반면의 보강을 위하여 삽입하는 볼트이며, 암반을 일체화함으로써 원지반의 안정을 위하여 설치한다. 록볼트의 정착방식에는 선단정착방식, 전면정착방식 및 병용방식
- (5) 불연속면(Discontinuities In Rock Mass) : 모든 암반 내에 존재하는 절리, 퇴적암에 존재하는 층리, 변성암에 존재하는 엽리, 대규모 지질구조와 관련된 단층과 파쇄대 등 암반에서 나타나는 모든 연약면을 총괄하여 일컫는 말
- (6) 쏫크리트(Shotcrete) : 굳지 않은 콘크리트를 가압시켜 노즐로부터 뿜어내어 소정의 위치에 부착시켜 시공(타설)하는 콘크리트
- (7) 어깨(Shoulder) : 터널의 천장과 스프링 라인의 중간점(사이구간)
- (8) 용출수 : 터널의 굴착면으로부터 용출되는 지하수
- (9) 이완영역 : 터널굴착으로 인해 터널 주변의 지반응력이 재분배되어 다소 느슨한 상태로 되는 범위
- (10) 인버트(Invert) : 터널단면의 바닥 부분을 통칭하며, 원형터널의 경우 바닥부 90°구간의 원호 부분, 마제형 및 난형 터널의 경우 터널 하반의 바닥 부분을 지칭한다. 인버트의 형상에 따라 곡선형 인버트와 직선형 인버트로 분류하며, 인버트 부분의 콘크리트라이닝 타설 유무에 따라 폐합형 콘크리트라이닝과 비폐합형 콘크리트라이닝으로 분류
- (11) 절리 : 암반에 존재하는 비교적 일정한 방향성을 갖는 불연속면으로서 상대적 변위가 단층에 비하여 크지 않거나 거의 없는 것을 말하며 성인은 암석 자체에 의한 것과 외력에 의한 것
- (12) 접속부 : 단면의 형태 및 규모가 같거나 다른 터널이 서로 접속되는 구간



- (13) 주지보재 : 굴착 후 시공하는 지보재로서 보조지보재 및 콘크리트라이닝을 제외한 지보재의 총칭이며 강지보재, 슛크리트 및 록볼트 등으로 구성
- (14) 주향 : 불연속면(층리면, 단층면, 절리면 등)과 수평면의 교선방향을 진북 방향으로 기준하여 측정한 방위
- (15) 지반 : 건설공사에 관련한 지구의 표층 부분이며, 구조물의 기초나 굴착 등의 대상이 되는 부분
- (16) 지반조건(Ground Condition) : 터널주변 지반의 지형, 지질, 수리·수문 조건 등
- (17) 지보재 : 굴착 시 또는 굴착 후에 터널의 안정 및 시공의 안전을 위하여 지반을 지지, 보강 또는 피복하는 부재 또는 그 총칭
- (18) 지보패턴 : 터널굴진면의 지반 상태와 터널 천단부 및 그 상부의 지반 상태, 시공성 등을 고려하여 터널의 안정성이 확보되도록 적용되는 지보 형태를 말하며, 터널굴착 후 조기에 설치하여 터널의 안정을 꾀하기 위하여 설치하는 슛크리트, 록볼트, 강지보공과 보조공법 등을 조합한 것
- (19) 지중변위 : 터널굴착으로 인해 발생하는 굴착면 주변지반의 변위로서 터널 반경방향의 변위
- (20) 지중침하 : 터널을 굴착할 때 인접된 원지반은 침하변위를 일으키며 터널 천장부를 기점으로 하여 지표로 갈수록 각 지층의 침하량은 깊이별로 서로 다르게 나타나는데 이때의 깊이별 침하.
- (21) 지표침하 : 터널굴착으로 인하여 지표면이 침하되는 형상
- (22) 천단침하 : 터널 굴착으로 인해 발생하는 터널 천장의 연직방향의 침하를 말하며, 기준점에 대한 하향방향의 절대 침하량을 양(+)의 천단 침하량으로 정의
- (23) 천장부(Crown) : 터널의 천단을 포함한 좌우 어깨 사이의 구간
- (24) 초기응력 : 굴착 전에 원지반이 가지고 있는 응력
- (25) 측벽부(Wall) : 터널어깨 하부로부터 바닥부에 이르는 구간
- (26) 층리 : 퇴적암이 생성될 때 퇴적 조건의 변화에 따라 퇴적물 속에 생기는 층을 이루는 구조
- (27) 토피 : 터널 천장으로부터 지표까지의 연직두께
- (28) 틈새 : 불연속면에 대하여 수직인 방향으로 벌어진 거리
- (29) 팽창성 지반 : 터널굴착 시 팽창으로 인하여 문제를 일으키기 쉬운 지반으로써, 제3기 층의 열수 변질을 받은 화산분출물, 팽창성 이암 및 온천 여토 등
- (30) 편압 : 터널 좌우 또는 전후 방향으로 불균등하게 작용하는 지반압력
- (31) 표준지보패턴 : 지반의 등급에 따라 미리 표준화한 지보패턴
- (32) 함수미고결지반 : 신생대 3기말부터 제4기에 형성된 퇴적물, 암석의 풍화대, 파쇄대 등의 미고결 또는 물을 포함하고 있는 고결도가 낮은 지반



- (33) Q-System : 바톤(Barton) 등이 제안한 정량적인 암반분류의 하나이며 RQD, 절리군수, 불연속면 거칠기, 불연속면 변화정도, 지하수에 의한 감소계수, 응력감소계수 등을 반영하여 암반을 분류하는 방법
- (34) RMR(Rock Mass Rating) 분류 : 비에니아스키(Bieniawski)가 제안한 정량적인 암반 분류방법이며 암석강도, RQD, 불연속면 간격, 불연속면 상태, 지하수 상태, 불연속면의 상대적 방향 등을 반영하여 암반 상태를 분류하는 방법
- (35) RQD(Rock Quality Designation) : 시추코아 중 10cm 이상되는 코아편의 길이의 합을 시추길이를 나누어 백분율로 표시한 값으로서 암질의 상태를 나타내는데 사용. 이때 코아의 직경은 NX규격 이상
- (36) TCR(Total Core Recovery) : 전체 시추길이에 대한 회수된 전체 코아의 길이비를 백분율로 표시한 값

## 2. 일반사항

- (1) 철도터널 안정성 해석의 목적은 터널 건설에 따른 주변 지반의 거동과 주변 시설물에 미치는 영향 및 지보재를 포함한 터널 구조물의 안정성을 사전에 검토하기 위함이다. 특히 해석 결과의 분석과 적용에 있어서는 단순히 해석 결과에만 의존하는 설계가 되지 않도록 주의해야 한다.
- (2) 해석 시에는 지형 및 지반조건, 지하수 조건, 터널의 형상 및 위치, 시공방법 및 터널 주변 지반의 지보특성을 고려해야 하며, 해석기법은 2차원 해석이나 3차원 해석을 채택할 수 있다. 2차원 해석을 실시할 경우에는 3차원적 실제 지반거동을 고려해야 한다.
- (3) 해석 수행 시 다음 사항을 고려해야 한다.
  - ① 해석영역은 철도터널의 규모와 지반조건 등을 고려하여 터널굴착에 따른 영향을 파악할 수 있는 범위로 설정해야 한다.
  - ② 해석모델은 단계별 굴착의 영향이 포함되도록 하되 경계요소, 무한요소 등의 탄성경계조건을 부여하는 경우를 제외하고는 터널 좌·우는 터널굴착폭의 3배 이상, 하부는 터널높이의 2배 이상, 상부는 지표면까지를 해석영역으로 해야 한다. 단, 상부토피가 상대적으로 높은 경우에는 상부지반조건의 영향이 포함될 수 있는 별도의 모델을 적용할 수 있다.
  - ③ 해석 시 사용하는 지반특성값들은 해당 지반의 시험 결과를 토대로 산정된 값을 사용해야 한다. 단, 공사의 규모 또는 현장 여건상 시험 결과를 얻을 수 없는 경우에는 경험이나 풍부한 기술자의 판단에 따라 유사지반의 지반특성값을 제한적으로 준용할 수 있다.
- (4) 해석에 사용되는 모든 프로그램은 그 적합성이 검증되고 지반의 거동을 적절하게 모사(Simulation)할 수 있는 기능을 보유해야 하며, 터널의 단계별 굴착을 재현할 수 있는





- 기능과 지반, 지보재의 변위, 응력 그리고 모멘트 등을 계산하여 터널 설계 및 안정성 해석에 이용할 수 있어야 한다.
- (5) 터널 굴착에 대한 해석은 일반적으로 사전조사, 모형화, 계산, 결과출력 및 종합평가의 순서로 진행하는 것을 원칙으로 하되 해석조건에 따라 조정할 수 있다.
- (6) 사전조사에서는 지질조사 자료 및 철도터널 설계단면, 시공단계, 굴착공법, 표준지보패턴 등의 관련 자료를 바탕으로 해석모형과 지반특성값을 설정하여 해석을 실행해야 한다.
- (7) 종합평가에 직접 적용된 수치 및 도표 등의 내용은 상세히 기술해야 하며, 적용되지 않는 각종 해석 결과는 수록하지 않는 것을 원칙으로 하되 평가조건에 따라 변경할 수 있다.
- (8) 터널의 일반적인 해석 순서는 <그림 2>과 같다.

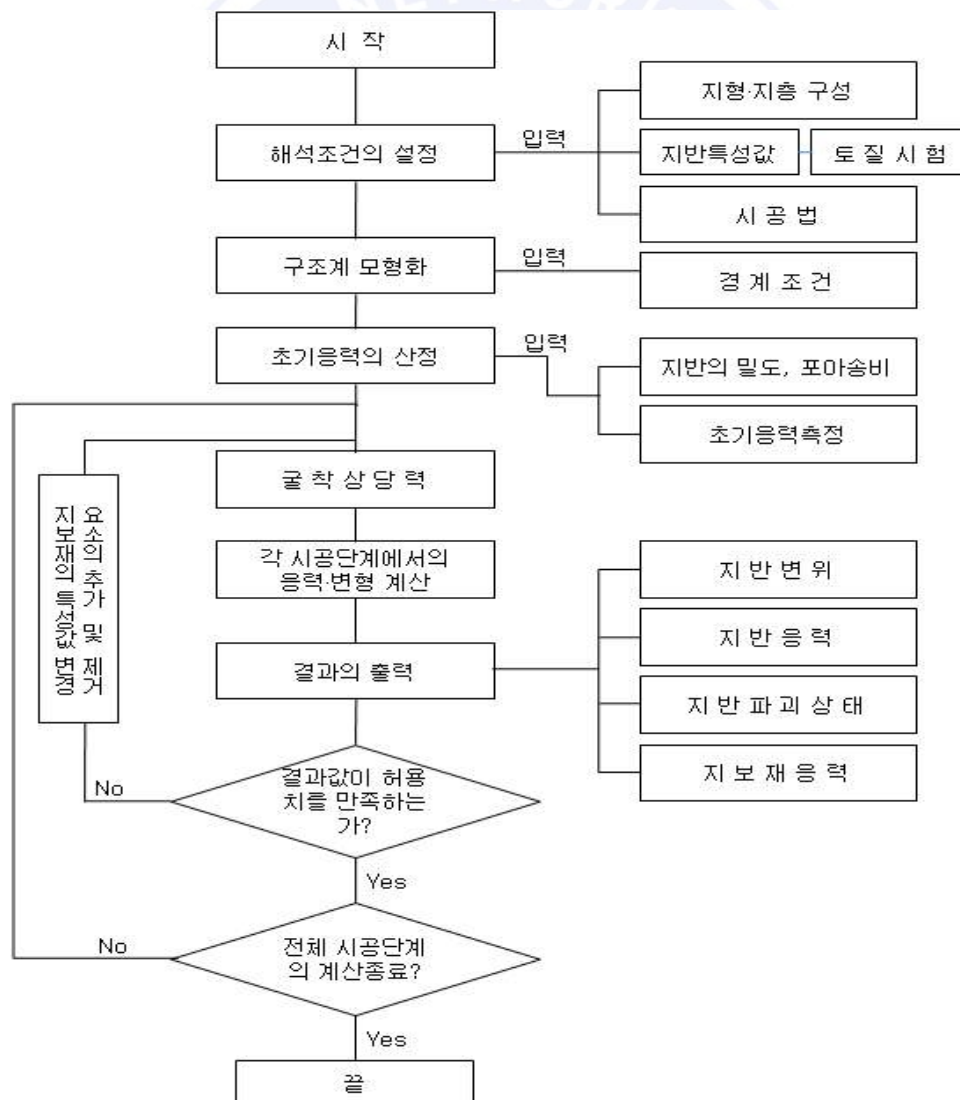


그림 2. 일반적인 철도터널의 해석순서

### 3. 해석입력특성

- (1) 해석에 필요한 해석입력값은 지반특성값, 지반의 초기응력, 지하수위, 지보재 특성값, 사용되는 보조공법재의 특성값 등이다.
- (2) 지반특성값은 터널 거동을 나타낼 수 있어야 하며, 지반의 초기응력은 터널거동에 큰 영향을 미치므로 현장에서 측정한 값, 경험식 또는 추정식으로 부터 산정해야 한다.
- (3) 보조공법 중 지반보강을 목적으로 주입한 경우에는 보강된 지반특성값이 필요하며, 기계적 보강을 실시한 경우에는 각각의 재료를 지보재로 보고, 지보재의 특성값을 입력하거나, 보강지반으로 환산하여 보강된 지반특성값을 사용해야 한다.

### 4. 하중결정

- (1) 해석에 사용되는 하중의 종류는 지반의 초기응력과 지하수위에 의한 수압이며, 필요시 관련 외부하중을 고려해야 한다.
- (2) 하중 선정 시에는 다음 사항을 고려해야 한다.
  - ① 원지반의 초기응력은 지반의 단위중량, 철도터널심도, 측압계수 등을 고려해야 한다.
  - ② 수압은 지하수위를 고려하여 결정해야 한다. 비배수형 터널의 경우에는 지하수위를 고정하여 정수압으로 하고, 배수형 터널의 경우에는 지하수위의 변화를 고려하여 수압을 정해야 한다.
  - ③ 터널 상부에 구조물이나 도로 및 철도 등에 의한 교통하중이 작용하는 경우에는 외력으로 고려해야 한다.
  - ④ 지형 및 지반조건 등의 이유로 철도터널에 편압이 작용할 우려가 있는 경우에는 편압에 대한 영향을 고려해야 한다.
  - ⑤ 갱구부에 대하여는 지역적 특성, 철도터널 상부의 지층두께, 지형 및 지반조건 등에 따라 지진의 영향이 예상되는 경우에는 이의 영향을 설계에 반영해야 한다.
  - ⑥ 장기간에 걸쳐 시간 의존적인 지반의 크리프(Creep)현상이 예상되는 경우에는 크리프하중을 고려해야 하며, 일시적인 지보인 경우에는 이를 고려하지 않아도 된다.

### 5. 해석방법

- (1) 터널 안정성 해석방법에는 수치해석적 방법, 이론해를 이용하는 방법, 경험적 방법 등이 있으므로 필요에 따라 적절한 방법을 선택하여 사용해야 한다.
- (2) 수치해석적 방법을 이용할 경우에는 공학적으로 공인되어 널리 사용되고 있으며, 대상 지반 및 설계 조건들을 적절히 모사할 수 있고, 지반의 거동을 적절히 해석할 수 있는 기능을 보유한 해석 프로그램을 이용해야 한다.
- (3) 이론해를 이용하는 방법은 계산이 간편하여 시간을 절약할 수 있으나 한정된 가정 조건하에서만 해석이 가능하기 때문에 수치해석, 계측 결과 등의 설계, 시공사례의 분석



을 통하여 유사한 결과를 보일 경우에 한하여 사용해야 한다.

- (4) 경험적 방법은 기존의 철도터널 설계로부터 획득한 경험을 기초로 예상되는 상황을 가정하여 암반의 거동을 예측하고 적절한 지보재를 채택하는 방법이라 할 수 있다. 경험적 방법에 의한 안정성 해석은 다음에 정리한 단계로 수행해야 한다.

- ① 정량적인 암반분류법에 의한 암반등급 평가
- ② 암반등급과 시공성과의 상관성 파악
- ③ 무지보 유지시간, 무지보 터널폭, 필요 지보량 등을 정량적으로 표현한 시공성 검토

## 6. 해석결과의 평가

- (1) 해석 결과는 다음과 같은 적절한 평가를 거쳐 설계에 반영해야 한다.

- ① 터널의 안정성 평가
- ② 유사터널의 계측 결과와 검증 평가
- ③ 인접 구조물과 상호 영향 평가

- (2) 터널은 굴착의 각 단계에 대한 각 지반요소 및 지보재의 변위, 응력, 파괴 접근도 등의 해석 결과를 검토하여 구조적인 안정성을 평가해야 한다.

- (3) 해석 결과는 유사터널의 응력 및 내공변위, 지표침하, 지중변위 등의 계측 결과와 비교·검증하여 평가해야 한다.

## 해설 1. 터널해석의 일반사항

본 해설에서는 철도터널의 일반적인 해석기법에 대하여 기술한다. 세부구조물별 해석기법은 해당 구조물을 설명하는 각장의 내용에 소개하였으며, 터널의 내진해석기법에 대하여는 「KR C-02040 내진설계」에서 다루었다.

### 1. 해석상의 고려사항

철도터널 건설에 따른 주변지반의 거동과 주변시설물에 미치는 영향 및 지보재의 안정성을 사전에 검토하기 위하여 터널해석을 실시해야 한다. 특히, 해석결과의 분석과 적용에 있어서는 실제 시공실적 및 경험 등이 반영되어 단순히 해석결과에만 의존하는 설계가 되지 않도록 주의하며 해석결과로부터 입력자료의 오류 여부를 파악할 수 있도록 다양한 결과분석을 수행해야 한다.

해석시에는 지반조건, 지하수조건, 터널의 형상, 시공방법 및 터널 주변지반의 지보능력을 고려하며 해석기법은 2차원 또는 3차원 해석을 채택할 수 있다. 2차원 해석을 실시할 경우에는 3차원적 실제 지반거동을 고려해야 한다. 터널의 분기부, 환기구 및 연직궤과의 접합부 그리고 단층통과 구간 등 터널의 거동이 뚜렷하게 3차원적으로 발생하여 2차원적으로 해석하기 어려운 경우에는 3차원 해석을 실시하여 지반거동을 분석하는 것이 좋다.

해석수행 시에는 다음 사항을 고려해야 한다.

- (1) 해석영역은 철도터널의 규모와 지반조건 등을 고려하여 터널굴착에 따른 영향을 충분히 파악할 수 있는 범위로 설정해야 한다.
- (2) 해석모델은 단계별 굴착의 영향이 포함되도록 하되 경계요소, 무한요소 등의 탄성경계 조건을 부여하는 경우를 제외하고는 터널 좌·우측 굴착폭의 3배 이상, 하부는 터널높이의 2배 이상, 상부는 지표까지를 해석영역으로 한다. 단, 상부토피가 상대적으로 큰 높은 경우에는 상부지반 조건의 영향이 포함될 수 있는 별도의 모델을 적용할 수도 있다.
- (3) 해석 시 사용하는 지반특성값들은 해당 지반의 시험결과를 토대로 산정된 값을 사용해야 한다. 단, 공사의 규모 또는 현장여건상 시험 값을 얻을 수 없는 경우에는 경험이 풍부한 기술자의 판단에 따라 유사지반의 지반특성값을 제한적으로 준용할 수 있다.

### 2. 해석 프로그램상의 제한사항

해석에 사용하는 프로그램은 국내외에서 사용된 실적이 있는 프로그램 중에서 그 적합성이 검증되고 지반의 거동을 적절하게 모사(Simulation)할 수 있는 기능을 보유하여야 하며, 터널의 단계별 굴착을 재현할 수 있는 기능과 지반, 지보재의 변위, 응력 그리고 모멘트 등을 계산하여 터널설계 및 안정성해석에 이용할 수 있어야 한다.



정밀해석 시에는 지반의 소성거동을 해석할 수 있는 수치모델을 포함한 프로그램을 사용해야 한다. 기존 상용프로그램으로 해석이 곤란한 특수한 경우에 있어서는 개발 프로그램을 적용할 수 있으나 이 경우에는 수학적 엄밀해나 기타 방법에 의해 개발 프로그램의 적합성을 검증하고 실제 해석을 수행해야 한다.

### 3. 해석의 순서

터널 굴착에 대한 해석은 일반적으로 사전조사, 모형화, 계산, 결과출력 및 종합적인 평가의 순서로 이루어진다. 사전조사에서는 지질조사 자료 및 터널 설계단면, 시공법 등의 관계 자료를 바탕으로 해석모형과 물성값이 설정되어 계산이 실행된다. 본 계산에 앞서 각종 매개변수 산정등을 통해 최적 해석영역 및 입력 물성등을 정할 수 있다.

해석 결과, 지반변위 및 터널의 내공변위, 지보부재의 응력, 축력 및 모멘트 등과 지반의 응력 및 소성영역 등에 대한 수치 및 분포를 얻을 수 있으며, 지반의 거동 예측 및 지보패턴 타당성 등의 항목에 대해 검토할 수 있다. 그러나 평가에 직접 적용되지 않는 각종 해석결과는 가급적 수록하지 않도록 하며 적용된 수치 및 도표 등의 내용은 상세히 기술해야 한다. <그림 3>은 일반적인 철도터널의 해석순서를 나타낸다.

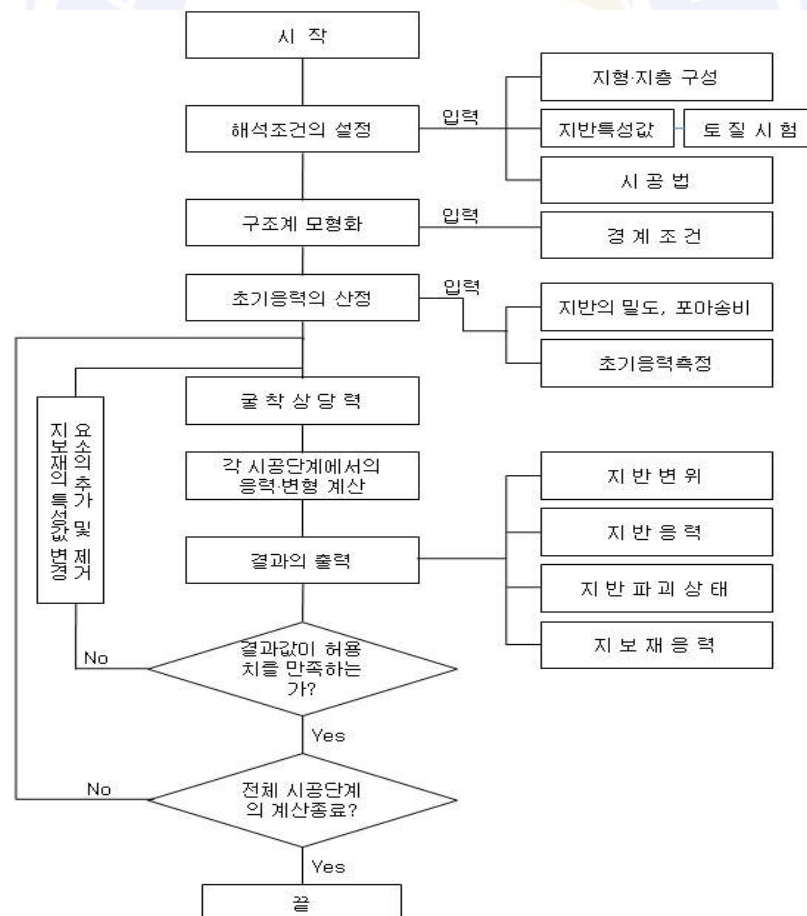


그림 3. 일반적인 철도터널의 해석순서



## 4. 해석방법의 종류와 적용범위

최근 컴퓨터 성능 및 수치해석 기법의 발달로 수치 실험적인 기법이 터널설계에 도입되고 있으며, 특히 유한요소해석 기법이 발달함에 따라 종래의 이론해(Closed Form Solution)로 해결할 수 없었던 매우 복잡한 해석조건에 대한 해석이 가능하게 되었다. 또한, 탄소성 모델, 점탄성 및 점탄소성 모델 등 보다 진보된 지반 구성모델의 개발과 함께 매우 복잡한 경계조건 뿐만 아니라 지반의 이방성(Anisotropy), 불균질성(Heterogeneity), 비선형성(Nonlinearity), 불연속성(Discontinuity) 등 재료특성에 대한 해석도 가능하게 되었다. 아울러 시공과정에 대한 모사(Simulation)도 가능하기 때문에 종래에는 예측이 불가능했던 터널의 거동특성도 예측이 가능한 단계까지 도달하였다. 일반적으로 터널해석에 적용되는 방법은 해석적 방법, 수치적 방법 및 경험적 방법이 있으며 ①~③에서는 각 방법에 대해 상술하였다.

### 4.1 해석적 방법

해석적 방법은 크게 모형실험 등에 의한 방법과 수학적 엄밀해 및 근사해를 이용하는 방법으로 나눌 수 있다. 이 중 실험에 의한 방법은 터널주변 공동(Cavity)과의 상호작용, 터널보조공법의 설계 및 장기거동 분석 등 주로 수치적 방법으로 처리가 곤란한 특수한 경우에 국한하여 적용되고 있으며 특히 설계과정을 점검하는데 유용하게 적용될 수 있다. 그러나 적용성이 상대적으로 낮으므로 현장에서는 널리 사용되지 않는다.

수학적 엄밀해에 의한 해석적 방법으로는 무한 탄성판 내에 존재하는 원형 공동 주위의 응력 및 변위에 관한 Kirsch의 해(Kirsch, 1898)를 들 수 있다. 그러나 이 방법은 터널의 형상이 원형이고 외부 하중조건이 깊이에 따라 변화하지 않는 특수한 경우에만 적용이 가능하다. 한편 공동주변의 응력상태가 탄성을 초과하여 소성영역이 발생한 경우에 대한 수학적 엄밀해도 적용할 수 있으나 실제 설계에 사용되는 경우는 극히 드물다.

### 4.2 수치적 방법

일반적으로 적용되는 수치적 방법은 유한요소법, 유한차분법, 경계요소법, 개별요소법 및 이들을 혼용한 혼합법 등이 있다.

- (1) 유한요소법은 연속체 역학에 기초하여 지반을 가상의 유한개 요소로 분할하고, 각 요소는 절점으로 연결되어 있다고 가정하는 기법이다. 각 요소는 그 크기가 기하학적으로 정의되며, 응력-변형률 관계는 구성방정식(Constitutive Law)을 따르고, 미지수는 음해법(Implicit Approach)으로 풀게 된다. 각 요소의 강성행렬을 조합하여 전체 행렬을 만들고 이를 연립방정식의 해에 관한 수치해석 기법을 이용하여 풀게 됨으로써 변위 증분이 얻어진다.





한 요소에서의 응력, 변형 및 변위 등은 인접 요소로 질점을 통하여 영향을 미치며, 불연속면 등은 개별적인 절리요소 혹은 등가물성 등으로 고려할 수 있다. 이러한 유한요소법의 장점으로는 아주 복잡한 지반조건이나 터널상태를 해석할 수 있고, 구성방정식의 복잡성, 재료의 불균질성을 해석할 수 있으며, 또한 터널 굴진의 영향이나 시간의존성(Time Dependency) 등을 고려할 수 있다는 점이다. 그러나 단점으로는 복잡한 문제를 해석하는 경우 많은 계산시간과 저장량이 요구되고, 이용자는 컴퓨터에 대한 상당한 지식이 필요하며, 또한, 혼합모델(Hybrid Model)이 아닌 경우, 인위적인 경계조건을 정의하여야 하기 때문에 결과가 경계조건에 설정에 영향을 받게 된다.

- (2) 유한차분법의 요소망은 기본적으로 유한요소법과 유사하나 미지수를 푸는 방법이 양해법(Explicit Approach)이라는 점이 다르다. 양해법은 Newton의 운동법칙과 재료의 구성방정식을 이용하여 가속도에서 시간간격(Time Step)으로 속도를 구하고 그로부터 변형을 구하게 된다. 따라서 유한요소 해석에서 필요한 행렬(Matrix)이 불필요하며 동적해석에 매우 유효하다. 이러한 유한차분법은 양해법을 사용하기 때문에 단계별 해석이 가능하고, 행렬을 형성할 필요가 없기 때문에 계산시간이 짧고 저장용량이 상대적으로 적게 요구된다. 또한 미소변형 뿐만 아니라 대변형 문제를 해석할 수 있다. 반면, 단점으로는 정적인 문제의 경우 다른 기법에 비하여 많은 계산시간이 요구된다.
- (3) 경계요소법은 유한요소법이나 유한차분법과 마찬가지로 지반을 연속체로 간주하며, 다음과 같은 점에서 유한요소법이나 유한차분법과 차이가 있다. 첫째, 경계에 해당하는 부분에 대해서만 이산화가 요구되므로 이러한 경계부분에서만 수치연산이 행해진다는 점이며, 둘째는 유한요소법이나 유한차분법과는 다르게 문제의 해는 편미분방정식을 적분함으로써 구해진다는 점이다. 즉 경계의 안쪽에 위치하는 매체는 선형 편미분방정식(Partial Differential Equation)으로 표현되며, 따라서 근사적인 정식화가 이루어진다. 이 방법의 장점으로는 풀어야 될 방정식의 수가 유한요소법에 비해 적기 때문에 계산 시간이 적게 소요되고, 입력과 출력이 용이하며, 정의된 경계가 가장 큰 관심사일 경우 경계요소법은 아주 경제적이고 효과적이다. 반면에, 단점으로는 대부분의 경계요소 프로그램은 지반을 선형(Linear)거동의 재료로 고려하며, 또한, 복잡한 건설공정이나 재료의 시간의존특성 등을 쉽게 고려할 수 없다는 점이다.
- (4) 개별요소법은 전술한 방법과는 달리 지반을 연속체로 보지 않고 개개의 강성블록으로 모형화하며, 절리에서의 변위가 블록 자체의 변형보다 월등히 큰 경우에 효과적으로 적용할 수 있다. 즉, 터널 굴진시의 지반변위는 절리 등의 불연속면을 통해서만 발생하고 암반블록은 전혀 변형이 되지 않는다고 가정한다.

따라서 암반블록의 변위가 극히 적고, 전체 암반의 변위가 절리면 변위에 지배되는

경암반 터널 등의 해석에 유효하게 적용될 수 있다. 이 방법은 절리에 작용하는 접촉력을 계산함으로써 시작되며, 각 암반블록의 가속도를 적분하여 암반블록의 새로운 위치 및 방위가 결정되고, 이 새로운 절리에 대하여 새로운 접촉력이 계산된 후 이를 반복하여 결과를 도출해야 한다. 개별요소법의 장점으로는 경암반 터널에서 큰 암반블록을 대상으로 할 때 유효하며, 다른 연속체 모델에 비하여 암반블록의 대변형(Large Displacement)을 모형화하는데 적합하다. 반면에 단점으로는 절리의 방위나 위치를 입력해야 하는데, 터널 굴착전에 이러한 정보를 쉽게 얻기가 어렵고, 또한, 절리의 표면특성 및 강도특성 등을 결정하기가 곤란하다는 문제가 있다.

- (5) 전술한 바와 같이 각 수치해석 방법은 각기 장·단점을 가지고 있기 때문에 최근에는 각 방법의 장점을 고려하여 혼합법(Hybrid Model)을 적용하는 경우도 많아지고 있다. 일반적으로 유한요소법과 경계요소법을 혼합한 방식을 널리 사용하며, 주변 지반과 라이닝의 거동을 동시에 고려할 수 있도록 하기 위해 유한요소법과 보요소법을 혼합하는 경우도 볼 수 있다. 해석대상의 특성에 따라 이러한 혼합방법을 적용하는 것이 유리한 경우가 있기 때문에 설계자의 충분한 검토에 따라 이러한 방법을 선별적으로 사용할 수 있다.

#### 4.3 경험적 방법

경험적 방법은 기존의 터널 설계로부터 획득한 경험을 기초로 예상되는 상황을 가정하여 암반의 거동을 예측하고 적절한 지보를 채택하는 방법이라 할 수 있다. 경험적 방법의 시초는 Terzaghi(1946)의 지반이완에 대한 경험식이라 할 수 있다. 일반적인 경험적 방법은 다음의 단계를 거치게 된다.

- (1) 정량적인 암반분류법에 의한 암반등급 평가
- (2) 무지보 유지시간, 무지보 터널폭, 필요 지보량 등을 정량적으로 표현한 시공성
- (3) 암반등급과 시공성과의 상관성 파악

위의 단계를 거쳐 확립된 경험적 설계법은 설계도표 혹은 경험공식에 의해 표현될 수 있으며 다음에서 실무에 적용될 수 있는 여러 경험식을 간략히 소개하였다.

##### ① 암반하중 분류법에 의한 해석

경험적 방법 중 암반하중 분류에 의한 지보설계 개념은 Terzaghi(1946)에 의해 정량화되었으며 철제지보를 이용한 터널설계(ASSM, American Steel Support Method)에 광범위하게 적용된 바 있다. Cording 등(1971)은 Terzaghi의 암반하중 분류법을 수정하여 현대적인 지보시스템에 적합한 경험적인 지보압 산정식을 제안하였다. 즉, 공동의 크기가 증가함에 따라 공동을 안정화시키기 위한 지보압은 증가하고 이에 따라 록볼트의 길이도 증가한다.

일반적으로 천단부에 설치되는 록볼트의 길이는 터널폭의 0.2~0.4배 정도이고 측



벽에 설치되는 록볼트의 길이는 터널 높이의 약 0.1~0.5배 정도이다. Cording 등은 대형공동의 지보량과 계측변위의 관계를 사례분석을 통하여 공동을 안정화시키는데 필요한 천장 및 측벽의 지보압을 터널 폭(B), 높이(H), 단위중량의 함수로 표시하였다.

$$P_v = n B \gamma \quad (1)$$

$$P_h = m H \gamma \quad (2)$$

여기서,  $P_v$  와  $P_h$  는 각각 록볼트에 가해지는 천장 및 측벽의 지보압을 나타낸다. 또한  $m$  및  $n$ 은 암반의 상태에 따라 결정되는 경험적인 상수로서  $n$ 은 0.1~0.3,  $m$ 은 0.05~0.15의 값을 취한다.

## ② RQD에 의한 해석

RQD에 의한 지보설계는 Terzaghi의 암반분류법을 RQD값에 대응시키고자 하는 시도로부터 시작되었으나 RQD의 특성상 절리의 특성, 충전물 등을 고려할 수 없는 관계로 널리 사용되지 못하고 있다.

## ③ RSR에 의한 해석

지반 지보량 예측 모델인 RSR(Rock Structure Rating) 지보설계법은 암반의 암질을 평가하고 적절한 지보법을 선택할 수 있는 정량적 설계기준을 제공할 수 있다. RSR 방법은 암반터널의 철제지보량을 산정하는데 유용하게 사용될 수 있으나 록볼트와 슛크리트 등 현대적인 터널지보에 대한 정량적 기준을 제시하기에는 무리가 있으며 따라서 적용에 있어서는 세심한 주의가 필요하다.

## ④ RMR에 의한 해석

Bieniawski(1973)에 의한 RMR 분류법은 록볼트 및 슛크리트 등의 지보재 설계에 직접 적용될 수 있다. RMR의 6가지 변수에 의한 암반분류를 시행하면 암반의 상태 및 등급을 정량적으로 파악할 수 있고 <표 1> 및 <그림 4>와 같이 암반 등급에 따라 터널의 무지보 유지시간과 최대 안정 폭을 추정할 수 있다.

표 1. RMR의 암반등급에 따른 무지보 유지시간

암반등급	I	II	III	IV	V
RMR 평점합계	100~81	80~61	60~41	40~21	< 20
평균 무지보 유지시간	15m 폭으로 10년	8m 폭으로 6개월	5m 폭으로 1주일	2.5m 폭으로 10시간	1m 폭으로 30분
암반의 점착력 (MPa)	> 0.4	0.3~0.4	0.2~0.3	0.1~0.2	< 0.1
암반의 마찰각 (°)	> 45	35~45	25~35	15~25	< 15

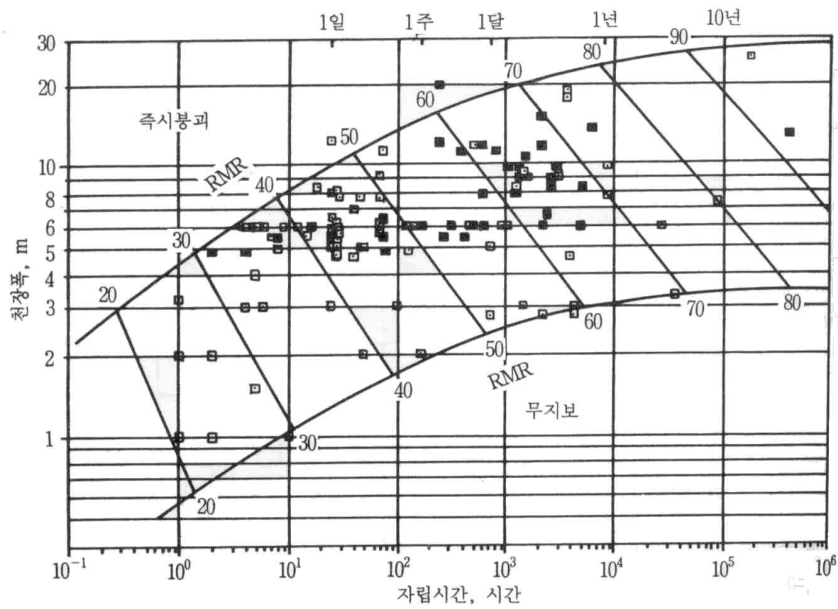


그림 4. RMR의 암반등급에 따른 자립시간과 천장 폭과의 관계

⑤ Q-시스템에 의한 해석

Barton 등(1974)에 의해 스칸디나비아 인근의 터널조사 사례를 중심으로 체계화된 Q-시스템도 지보설계에 적용할 수 있다. 이 경우, 6가지 변수를 이용한 Q값은 0.001~1000 사이의 값을 가지며 터널의 유효크기를 결정함으로써 <그림 5>과 같이 Q값에 의한 터널 지보량을 판정할 수 있다.

여기서, 터널의 유효크기는

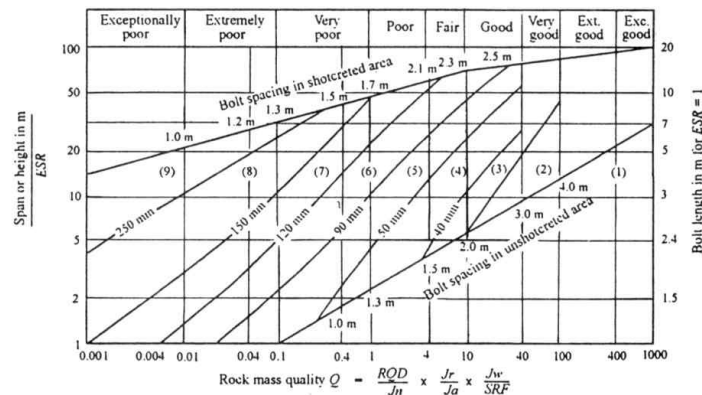
$$\text{유효크기} = \frac{\text{굴착 폭, 직경 또는 높이}(m)}{ESR} \quad (3)$$

로 표시되고 굴착지보비 ESR은 다음의 <표 2>와 같다.

표 2. 굴착용도에 따른 ESR 값

굴 착 용 도	ESR
A. 일시적인 광산	2.0~5.0
B. 영구적 광산터널, 선진터널, 수평갱도, 대형공동의 수평갱도와 상단터널(Heading) 등	1.6~2.0
C. 저장공동, 소규모철도 및 도로터널, 진입터널	1.2~1.3
D. 발전소, 대규모 철도 또는 고속도로 터널, 민방위용 공동, 출입구, 터널 교차부	0.9~1.1
E. 지하 핵발전소, 철도역, 스포츠나 공공시설, 공장, 대규모 가스파이프라인 터널	0.5~0.8





#### REINFORCEMENT CATEGORIES

1) Unsupported

2) Spot bolting

3) Systematic bolting

4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete

5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting

6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting

7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting

8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting

9) Cast concrete lining

그림 5. Q-시스템(Grimstad & Barton, 1993)에 의한 터널지보 지침

Barton 등(1974)은 영구지보 산정을 위한 38가지의 지보범주를 표로 제시하였다. 임시 지보량을 결정하기 위해서는 Q값을 5배 증가시키거나 ESR을 1.5배 증가시킨다. 38가지 지보범주의 자세한 내용에 대하여는 Barton 등(1974)을 참조할 수 있다. 한편, Grimstad & Barton(1993)은 Q-시스템에 의해 9가지의 보강범주로 나눈 보강 설계 도표를 새롭게 제안한 바 있다.

한편 이들 경험적 방법에 따르면 현장 암반의 변형계수 및 지보압 등은 Q 혹은 RMR 등 경험적 암반분류 시스템의 함수로 표현이 가능하나 실제 설계에 적용할 때에는 주의할 필요가 있다.

자세한 해석방법은 5. 해석방법에서 다루도록 한다.

## 해설 2. 해석입력특성치 및 하중결정

### 1. 지반특성값 산정

터널 굴착의 모형화 단계에서 적용되는 주요 지반 입력값 탄성계수  $E$ , 포아송비  $\nu$ , 점착력  $c$ , 내부마찰각  $\phi$  등이 있다. 이들 지반 특성값들은 원위치 시험이나 시료에 대한 실내시험을 통해 산정하며, 수치해석에 이용될 경우에는 전문가의 충분한 공학적 판단에 의해 이를 결정해야 한다.

#### 1.1 탄성계수( $E$ )

탄성계수는 터널의 해석에 가장 중요한 입력값으로서 변위의 수준을 지배하는 값이다. 탄성계수는 원위치시험을 통해 구하거나 일축압축시험과 삼축압축시험과 같은 실내시험을 통해 구한다. 원위치시험에서 구해지는 탄성계수는 지반의 탄성계수를 직접 측정하는 것으로서 전체터널 지반의 극히 일부분에 대한 것이며, 현장조사(암의 종류, 절리상태, 파쇄대층, 주응력 방향 등)에 따라 지반 특성값은 많은 차이가 있으므로 신중하게 선정할 필요가 있다. 수치해석에 이용되는 탄성계수는 지반을 연속체로 보고 사용하는 경우, 절리나 물성의 편차를 가진 지반으로써의 값을 이용해야 하며 절리요소 등을 사용하여 따로 불연속면을 고려하는 경우에는 불연속면의 강성도 등을 따로 정해야 한다. 하지만 원위치시험을 통해 얻어지는 탄성계수는 큰 체적을 통해 산정되는 값이므로 실내시험 결과보다 분산편차가 작고, 일반적으로 원위치시험에 의한 탄성계수가 실내시험의 결과보다 작은 값을 보이며 약 0.2~0.6배의 범위에 있다.

실내시험 결과에서 지반 물성값을 이용하여 정하는 구체적인 방법으로는 균열계수에 기초한 저감률이나 시추 결과 RQD값에 기초한 저감률을 이용하여 코어의 시험값을 낮추는 방법 등이 있다. 그밖에 지반 탄성과 속도와 신선한 암시료(Intact Rock Core)의 초음파 탄성과 속도의 비에서 얻어진 동탄성계수 저감률을 탄성계수 저감률로 보고 구하는 방법도 제안되어 있다.

<그림 6>은 탄성계수 감소비와 RQD의 상관관계를 보여주고 있으며, 여기서 EM은 원위치암반의 탄성계수, EL은 실험실 측정 탄성계수를 의미한다. 한편 <표 3a>는 일반적인 암석의 정탄성계수 및 동탄성계수를 보여주고 있으나, 여기에 제시된 물성치들은 하나의 예시으로써 실제 설계시에는 해당 지반의 시험결과를 사용하는 것을 원칙으로 하며 설계 적용사례는 <표 3b> 및 <표 3c>에 나타내었다.



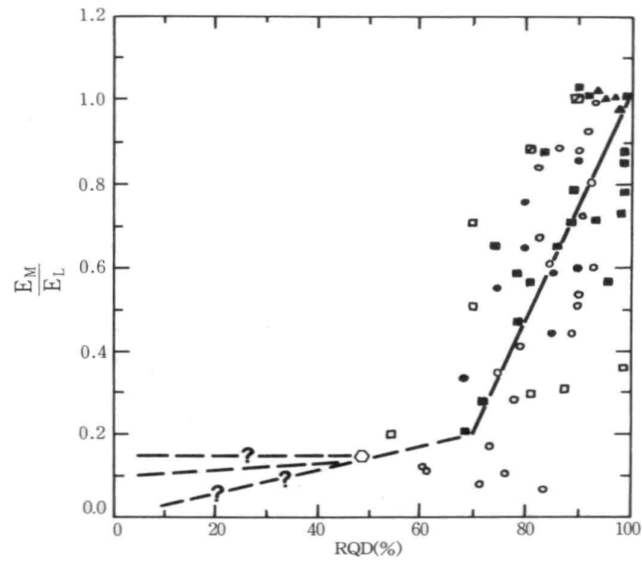


그림 6. 탄성계수 감소비와 RQD의 상관관계

## 1.2 포아송비( $\nu$ )

포아송비는 일축압축시험 등을 통해 구하는데, 일반적으로 경암에서 0.1~0.25, 연약 지반에서 0.45 정도이다. 한편, 수치해석시 포아송비가 커지면 전단면 변형을 일으키기 쉬우므로 측방 변위량도 커진다. 포아송비는 0.48 이하 정도로 이용하는 것이 바람직하다.

표 3a. 암석의 정탄성계수 및 동탄성계수 사례(도로설계편람, 1999)

암종	정탄성계수 $E_s(10^2\text{MPa})$	동활선탄성계수 $E_d(10^2\text{MPa})$	동탄성계수 $E_v(10^2\text{MPa})$	비 고		
				$E_d/E_s$	$E_v/E_s$	$E_v/E_d$
역암	36.7~43.9	65.4~81.5	320.3	1.8	7.9	4.4
혈암과 사암의 호층	4.2~5.8	3.7~4.8	66.7	0.9	13.3	15.5
사암	5.0~16.5	15.0~23.0	145	1.8	13.4	7.6
세립화강암	3.0~10.0	12.5~19.0	133.5	2.4	20.5	8.3
		12.2~16.0	136.5	2.2	24.1	11.1
이암과 사암의 호층	8.3~8.6	8.2~49.2	49.2	3.4	5.9	1.7
	13.0~17.3	17.8~77.2	61.3	3.1	4.0	1.3
	12.4~19.9	20.0~89.9	71.1	3.4	4.4	1.3
반려암	10.3	20.4~22.5	-	2.1	-	-
휘록암	9.1	16.5~22	560	2.1	61.5	29.0
세립석영 섬록암	25.2	33.6~35	434	1.4	17.2	12.7
응회암	100~160	230~250	430	1.8	3.3	1.8
	100	120~130	445	1.3	4.5	3.6
	30~35	50~60	445	1.7	12.8	7.5
	18~34	270~290	305	1.3	1.5	1.1
점판암	150~250	220~250	385	1.2	1.9	1.6
	90	110~125	445	1.3	4.9	3.8
세립석영 섬록암	18.4	22~24	-	1.3	-	-
	12.8	17~21.0	-	1.5	-	-
화강암( $C_L$ ) ( $C_M$ ) ( $C_H$ )	2~9	7~19	216	2.4	39.3	16.6
	5~25	18~57	257~259	2.5	17.2	6.9
	29~50	24~80	218~244	1.3	5.8	4.4
비 고	$\sigma=0\sim0.5\text{MPa}$ (평균재하시험)	$\sigma=5\pm(2\sim3)\sin 2\pi ft$ ( $10^{-1}\text{MPa}$ ) $f=0.1\sim5\text{Hz}$ (동적반복시험)	(탄성과 속도시험)			

주) 위의 값은 신선한 암시료(Intact Rock Core)의 값으로서 절리면을 포함한 암반 전체의 값을 대표하는 것이 아니므로 터널 설계시 전문가의 도움을 얻어 합리적인 값을 얻어야 함



표 3b. 지반 및 지보재 특성치 적용 사례(철도터널)

구 분		냉정터널	도동터널	해룡터널	대랑터널	마치터널	덕양터널	평균
I 등급 (극경암)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,600	2,700	2,700	2,750	-	-	2,690
	E(MPa)	13,100	30,000	20,300	15,000	-	-	19,600
	v	0.21	0.18	0.18	0.18	-	-	0.19
	$\phi$	50	45	45	47	-	-	47
	c(MPa)	3.00	9.00	9.00	5.00	-	-	6.50
	$K_o$	0.5~3.0	1.5~3.0	1.3~2.0	1.5~1.8	-	-	1.8
II 등급 (경암)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,500	2,600	2,650	2,600	2,700	2,600	2,610
	E(MPa)	8,920	20,000	16,000	8,000	15,000	6,850	12,460
	v	0.23	0.20	0.20	0.20	0.21	0.20	0.21
	$\phi$	46	43	42	43	45	40	43
	c(MPa)	1.70	7.00	5.60	2.00	2.00	0.60	3.15
	$K_o$	0.5~3.0	1.5~3.0	1.3~2.0	1.5~1.8	0.5~1.5	1.0~2.0	1.6
III 등급 (보통암)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,400	2,500	2,500	2,500	2,600	-	2,500
	E(MPa)	5,480	10,000	4,580	3,000	4,000	-	5,410
	v	0.25	0.23	0.23	0.22	0.23	-	0.23
	$\phi$	42	40	36	38	40	-	39
	c(MPa)	1.00	3.00	2.80	0.80	1.10	-	1.74
	$K_o$	0.5~3.0	1.5~3.0	1.3~2.0	1.5~1.8	0.5~1.5	-	1.4
IV 등급 (연암)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,300	2,300	2,400	2,200	2,500	2,300	2,330
	E(MPa)	1,800	2,000	1,480	1,000	2,100	2,100	1,750
	v	0.28	0.27	0.27	0.25	0.26	0.25	0.26
	$\phi$	38	35	33	32	35	33	34
	c(MPa)	0.20	0.80	1.00	0.20	0.28	0.30	0.46
	$K_o$	0.5~1.0	1.5~3.0	1.3~2.0	1.5~1.8	0.5~1.5	1.0~2.0	1.5
V 등급 (풍화암)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,100	2,000	2,000	2,100	2,200	2,000	2,060
	E(MPa)	120	500	468	300	860	196	407
	v	0.30	0.30	0.30	0.28	0.30	0.30	0.30
	$\phi$	33	33	30	30	32	30	31
	c(MPa)	0.02	0.10	0.20	0.05	0.027	0.04	0.07
	$K_o$	0.5~1.0	1.5~3.0	1.3~2.0	1.5~1.8	0.5~1.5	1.0~2.0	1.84
S/C	Soft E	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
	Hard E	15,000	10,000	10,000	15,000	15,000	15,000	13,000
R/B	E	204,000	210,000	200,000	210,000	200,000	210,000	206,000

표 3c. 지반 및 지보재 특성치 적용 사례(도로터널)

구 분		육십령	수리, 수압	둔내	용평	대관령	죽령	구미 ~현풍 (퇴적암)	평균
경 암	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,700	2,600	2,620	2,700	2,700	2,680	2,700	2,660
	E(MPa)	15,000	20,000	20,000	8,000	14,500	20,000	20,000	18,000
	v	0.2	0.25	0.17	0.2	0.13	0.2	0.2	0.2
	$\phi$	50	50	47	50	50	45	45	50
	c(MPa)	5	5	1.8	2	2.9	2	0.45	3
	$K_o$	0.8	1.0	2.0	0.5~2.0 (1.0)	0.58~0.67 (0.62)	1.0	0.5~1.5	1.0
보 통 암	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,700	-	2,620	2,700	2,700	2,680	2,600	2,650
	E(MPa)	10,000	-	3,000	3,000	8,580	10,000	7,500	7,500
	v	0.2	-	0.17	0.2	0.22	0.2	0.2	0.22
	$\phi$	45	-	40	50	50	45	40	45
	c(MPa)	3	-	1.36	2	1.8	1	0.35	1.5
	$K_o$	0.8	-	2.0	0.5~2.0 (1.0)	0.75~0.88 (0.82)	1.0	0.5~1.5	1.0
연 암	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,600	2,400	2,500	2,500	2,500	2,680	2,500	2,500
	E(MPa)	5,000	800	790	1,000	3,000	5,000	2,000	3,000
	v	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	$\phi$	40	40	40	45	40	40	35	40
	c(MPa)	1	1	0.5	1	0.5	0.5	0.25	0.7
	$K_o$	0.5	0.333	2.0	0.5~2.0 (1.0)	0.77	1.0	0.5~1.5	0.86
풍 화 암	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,500	2,200	2,200	2,300	2,200	2,300	2,300	2,260
	E(MPa)	400	40	350	300	365	1,000	1,000	500
	v	0.3	0.3	0.34	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
	$\phi$	35	35	36	40	36	35	30	35
	c(MPa)	0.5	0.3	0.1	0.3	0.1	0.3	0.15	0.25
	$K_o$	0.5	0.43	0.52	0.5	0.43	0.5	0.5~1.5	0.5
풍 화 토	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2,000	1,900	1,900	1,900	1,900	1,800	1,900	1,890
	E(MPa)	40	20	20	20	20	30	30	20
	v	0.35	0.3	0.35	0.33	0.35	0.35	0.35	0.35
	$\phi$	30	30	30	35	30	30	30	30
	c(MPa)	0.03	0.01	-	0.05	-	0.05	0.05	0.03
	$K_o$	0.43	0.43	0.54	0.5	0.54	0.5	0.5~1.5	0.5
S/C	Soft E	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
	Hard E	10,000	10,000	10,000	15,000	15,000	15,000	15,000	15,000
R/B	E	210,000	210,000	210,000	210,000	210,000	210,000	210,000	210,000



### 1.3 점착력(c)

점착력은 해당지반의 삼축압축시험이나 직접전단시험을 통해 구한다. 지하발전소와 같은 중요 구조물에서는 원위치시험을 통해 구하기도 하는데, 사례는 많지 않다. 실내 시험을 할 수 없는 경우에는 지반 등급 등을 가지고 추정하는 방법이 있으나, 전문가의 정확한 검증이 뒷받침되어야 한다.

탄성해석에서 점착력은 지반의 거동에 영향을 미치지 않으며, 터널주변의 응력상태에 따른 파괴 안전율을 평가할 때 Mohr-Coulomb 항복기준으로 이용된다. 비선형 해석이나 탄소성 해석에서는 항복 기준의 주요변수이므로 해석 결과에 큰 영향을 미친다. 따라서 점착력을 산정할 때는 시험결과 및 과거의 예 등을 참고로 하여 신중히 할 필요가 있다. 특히, 탄소성 해석에서 터널 주변에 소성영역이 넓게 분포할 경우에는 소성 영역의 분포 형상이 점착력의 크기에 큰 영향을 받으므로 주의해야 한다.

### 1.4 내부마찰각( $\phi$ )

내부마찰각은 삼축압축시험을 통해 구한다. 삼축압축시험을 현장 여건상 실시하지 못하는 경우에는 기존의 내부마찰각 측정값을 지반 등급별로 분류한 도표를 이용하여 지반 등급에 따라 정할 수 있다. 이때에도, 전문가의 검증이 뒷받침되어야 한다.

## 2. 초기응력결정

지반 내부에는 암반의 자중 또는 지층구조 등의 영향에 의해 응력이 유지되고 있다. 이러한 응력을 초기응력이라 하며 터널굴착 등에 의해 초기응력은 재분배된다. 철도터널의 해석에 있어서 초기응력은 외력으로서 상당히 중요한 항목이며 현장에서 응력해 방법, 응력재현법 및 수압파쇄법 등에 의해 초기응력을 측정할 수 있고 측압계수( $K_0$ )도 함께 산정할 수 있다.

현실적으로 초기응력을 측정하여 설계 및 해석에 반영한 경우는 기존 설계사례 중 약 4% 내외에 지나지 않으며 특히 수압파쇄법을 이용하는 경우는  $K_0 = 1.5 \sim 3.0$  정도의 비교적 큰 측압계수가 산출되는 경우도 있다. 일반적으로 측압계수는 터널의 종류에 관계없이 0.5~1.5의 값을 가정하여 적용하고 있으며, 임의로 가정된 2개 이상 측압계수(예 : 0.5, 1.0, 1.5 또는 0.5, 1.0 등으로 가정)로 각각의 단면에 대하여 해석을 수행하고 안전한 범위 내에서 설계하는 방법, 그리고 경험식, 관계식 및 중력을 무응력 지반에 재하하는 방법 등으로 측압계수를 결정할 수 있다.

한편 국외의 실험사례에 의하면 지표면 약 500m 하부까지는  $K_0 > 1$ , 그 이하에서는  $K_0 \approx 1$ 로 측정된 데이터가 일반적이며, Hoek & Brown(1980)가 제안한 측압계수는 심도 Z에 따라,

$$\frac{100}{Z} + 0.3 < K_0 < \frac{1500}{z} + 0.5 \text{ 의 범위 내에 존재하는 것으로 파악되고 있다.}$$

이론적으로는 수평방향 변형이 없는 것으로 가정할 때, 탄성이론에 의해  $K_o = \frac{\nu}{1+\nu}$ 와 같이 계산할 수 있으나(Terzaghi & Richart, 1952) 가정사항이 비현실적이며, 지표면 인근의 수평방향 변형계수 ED를 알 수 있다면 다음과 같은 경험식을 적용할 수 있다(Sheorey, 1994).

$$K_o = 0.25 + 7E_D \left( 0.001 + \frac{1}{Z} \right) \quad (4)$$

여기서, Z는 심도(m)를 의미한다.

### 3. 하중결정

#### 3.1 하중결정시 고려사항

- (1) 주지보재나 콘크리트라이닝에 작용하는 지반압의 크기는 초기응력(Initial Stress), 지반조건, 터널단면의 크기, 터널 상부 지반의 두께, 굴착공법, 굴착방법, 지보재, 콘크리트라이닝의 시공시기 등을 고려하여 결정해야 한다.
- (2) 비배수형 터널은 콘크리트라이닝 해석시 수압을 고려해야 한다. 배수형 터널일 경우에는 지반조건과 터널 내 배수시설의 용량 및 기능을 평가하여 충분한 배수기능을 발휘하도록 배수시설을 해석 및 설계해야 한다.
- (3) 터널 상부에 구조물이나 도로 등에 의한 하중이 작용하는 터널에서는 상재하중의 영향을 고려하여 해석 및 설계해야 한다.
- (4) 지형, 지질, 기타 등의 이유로 터널에 편압이 작용할 우려가 있는 경우에는 편압의 상태와 이에 대한 안정성을 고려하여 해석 및 설계해야 한다.
- (5) 갱구부에 대해서는 지역적 특성, 터널 상부 지층의 두께, 지형, 지반조건 등에 따라 지진의 영향이 예상되는 경우에는 이에 대한 영향을 해석 및 설계에 반영할 수 있다.
- (6) 크리프 압력은 장기간에 걸쳐 발생하는 압력이므로 지반의 시간 의존성 특성을 고려하여 산정하며 일시적인 지보인 경우에는 해석시 고려하지 않아도 된다.
- (7) 온도 변화로 구조물에 영향이 미치는 경우에는 온도하중을 고려하여 해석 및 설계해야 한다.
- (8) 공기압이 터널의 안정성에 영향을 줄 경우에는 이를 고려하여 해석 및 설계해야 한다.

#### 3.2 하중의 종류와 조합

터널의 주지보재 또는 콘크리트라이닝에 작용하는 하중은 지반압, 수압, 상재하중, 편압, 크리프 압력(Creep Pressure), 온도하중, 공기압 등이 있으며 지반조건, 터널 단





면의 형상과 크기, 토피, 시공방법, 지보재 및 콘크리트라이닝의 시공시기, 방수 및 배수형식 등을 고려하여 하중조합을 결정해야 한다.

이 중 터널의 굴착 후에 발생하는 지반압의 산정은 다음과 같은 방법을 사용할 수 있다.

### 3.2.1 Terzaghi의 암반하중(Rock Load) 개념을 이용한 방법

이 개념은 <그림 7>에서 보이는 바와 같이 지보재가 터널 천단 상부로부터 임의의 높이,  $H_p$ 를 갖는 이완영역의 자중으로 인한 하중을 지지하는 것으로 가정한다. 이 개념은 기계식 굴착 또는 지반보강방법이 소개되기 이전에 개발되었기 때문에 소위 채래식 터널(ASSM) 공법의 적용시에 작용되는 경험하중으로서 굴착 교란 효과가 적은 TBM 공법 혹은 굴착 직후 슛크리트와 록볼트 보강으로 이루어 졌을 경우에는 지반압을 과대 평가하는 단점이 있다.

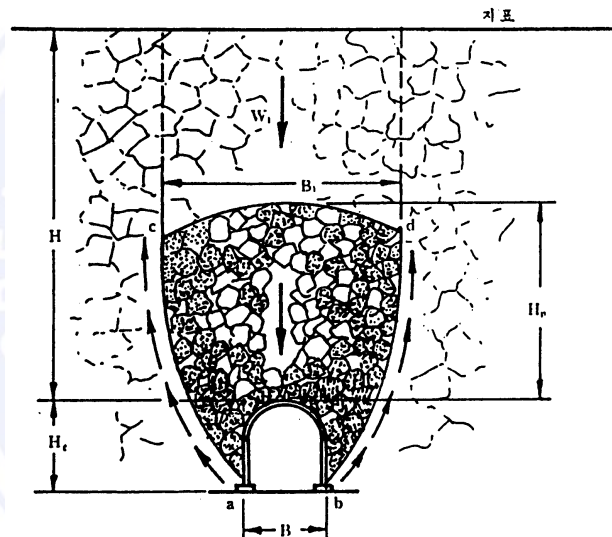


그림 7. Terzaghi의 암반하중 개념

### 3.2.2 Q-시스템에 의한 지반압

Q-시스템에 의해 터널 천단부에 작용하는 지반압은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P_{roof} = \left[ \frac{2.0}{J_r} \right] Q^{-\frac{1}{3}} \times 10^{-1} (\text{MPa}) \quad (5)$$

절리군의 수가 2 이하일 경우에는 다음 식을 사용해야 한다.

$$P_{roof} = \frac{2.0 J_n^2 Q^{\frac{1}{3}}}{3.0 J_r} \times 10^{-1} (\text{MPa}) \quad (6)$$

여기서,  $Q$  = Rock Quality Value,  $J_r$  = 절리면의 거칠기 계수,  $J_n$  = 절리군의 수이다.

### 3.2.3 RMR에 의한 지반압

RMR 분류법에 근거한 지반압은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$P = \frac{100 - R}{100} \gamma B \quad (7)$$

여기서,  $\gamma$ 는 지반의 단위 중량,  $B$ 는 터널의 폭(지름)을 나타낸다.

### 3.2.4 RSR에 의한 지반압 평가법

RSR 분류법에 의한 지반압 산정식은 다음과 같다.

$$W_r = \left\{ \frac{D}{990} \left[ \frac{6000}{RSR+8} \right] - 70 \right\} \times 4.788 \times 10^{-2} (\text{MPa}) \quad (8)$$

여기서,  $W_r$ 은 지반압(단위 MPa),  $D$ 는 터널의 지름(단위 m)이다.

본 편람에서 소개한 평가법 이외에도 학술적 검증이 충분히 이루어진 방법으로 지반압을 산정할 수 있다.

한편, 터널의 지하수 처리 형식에 따라 라이닝 해석시 수압을 고려할 수 있다. 배수형 터널일 경우에는 지반조건과 터널 내 배수시설의 용량 및 기능을 평가하여 충분한 배수기능을 발휘하도록 배수시설을 설계하기 때문에 콘크리트라이닝에 수압이 작용하지 않게 되지만 비배수형 터널인 경우에는 지하수위 및 지하수 흐름조건에 따른 수압을 콘크리트라이닝 해석에 반영해야 한다.

토피가 작고 또 지표면에 하중이 작용하는 터널에서는 상재하중의 영향을 고려해야 한다. 구조물이나 도로 등에 의한 작용하중이 원지반 응력에 주는 영향은 깊이에 따라 감소하므로 지보재, 라이닝에 작용하는 상재하중의 영향 또한 토피가 클수록 경감된다. 따라서 토피가 작을 경우에는 상재하중에 의한 영향이 지반압에 대하여 무시할 수 없는 크기가 되므로 그 영향을 충분히 고려해야 한다. 특히, 상재하중이 터널에 대하여 편심하중(Eccentric Load)으로서 작용할 경우에는 특별한 주의가 필요하다.



### 해설 3. 해석방법

전술한 여러 해석기법 중 수치해석 기법을 이용할 경우에는 공학적으로 공인되어 널리 사용되고 있으며, 대상 지반 및 설계조건들을 적절히 모사할 수 있고 지반의 거동을 적절히 해석할 수 있는 해석프로그램을 이용한다. 이론적 해석방법은 계산이 간편하여 시간을 절약할 수 있으나 한정된 가정 조건하에서만 해석이 가능하기 때문에 수치해석, 계측결과 등의 설계, 시공사례의 분석을 통하여 유사한 결과를 보일 경우에만 사용할 수 있다. (1)~(4)에서는 각종 수치해석기법을 사용하는 경우에 대한 지반 및 지보재의 일반적인 모형화 과정에 대하여 자세히 소개하였다.

#### 1. 해석의 영역과 경계조건

해석영역은 터널 굴착에 의한 지반의 응력 및 변위를 무시할 수 있을 만큼의 영역까지 확장하여 경계조건으로 설정하여야 하며, 프로그램 특성 및 토피를 고려하여 해석 결과에 최대한 영향이 없도록 정해야 한다. 표준단면 형태별 지반상태는 시추주상도 및 측량자료를 참고하여 각 해석위치별 터널 종단 및 횡단면도를 작성하여 이용함으로써 가능한 실제 지형과 같은 지반상태가 되도록 해야 한다.

지반의 모형화에 있어서는 무한요소(Infinite Element)를 적용하는 경우를 제외하고는 먼저 가상의 경계면을 설치하여 해석영역을 설정해야 한다. 경계면은 해석 결과에 영향을 크게 주지 않는 곳에 설치하여야 하는데 일반적으로 터널 굴착으로 인한 지반의 응력변화가 발생하는 위치에서 멀리 떨어진 지점에 설치하여야 하며, 일반적으로 측면은 터널 굴착폭의 약 3배 이상 정도, 하부경계는 터널 주변으로부터 터널의 높이의 2배 이상 되는 지점에 설치하는 것이 바람직하다. 경계면을 설정한 후에는 <그림 8>과 같이 경계조건을 부여해야 한다.

- 2차원 → 측면 경계 : x방향 변위구속  
하부 경계 : y방향 변위구속
- 3차원 → A 측면 경계 : z방향 변위구속  
B 측면 경계 : x방향 변위구속  
하부 경계 : y방향 변위구속

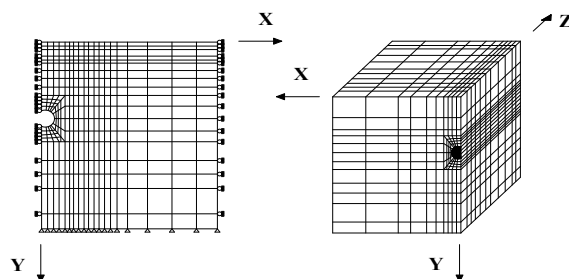


그림 8. 2차원 및 3차원 모델 경계조건 예

## 2. 지반모델링

유한요소법 혹은 유한차분법 등의 연속체역학에 근거한 수치해석기법을 이용하여 터널 및 주변 지반의 거동을 해석할 경우, 해석 결과의 신뢰성은 터널의 기하학적 형상 혹은 경계조건이 적절히 모델링에 반영되었다고 가정할 때, 해석에서 적용된 지반의 응력-변형 관계를 표현하는 구성방정식(Constitutive Law)의 타당성에 의해 좌우된다고 할 수 있다. 구성방정식이란 재료의 외력에 대한 응력-변형률 관계를 수학적으로 표현한 것으로서 대상 지반의 종류 및 하중조건에 따라 재료별 모형화가 적절히 이루어져야 한다. 한편 불연속체를 모형화하는 경우에 있어서도 구성방정식은 중요한 요소가 되며 다음에서 이에 대해 각각 소개하였다.

### 2.1 연속체 모델링

#### 2.1.1 선형 탄성모델

선형 탄성모델(Linear Elastic Model)에서는 응력-변형률 관계가 일반화된 Hooke의 법칙을 따른다고 간주한다. 즉,

$$\sigma = E \epsilon \quad (9)$$

이며, 선형 탄성모델에서 필요한 재료상수는 탄성계수(E)와 포아송비( $\nu$ )이다.

#### 2.1.2 비선형 탄성모델

일반적으로 지반의 응력-변형률 관계는 비선형성을 나타내기 때문에 선형 탄성모델이 적합하지 않은 경우가 있다. 비선형 탄성모델의 대표적인 모델로는 Duncan-Chang Hyperbolic 모델을 들 수 있는데, 이 모델은 지반의 탄성계수는 외력에 의해 지반 내부에 발생하는 응력 수준에 따라 변화한다는데 근거를 두고 있다. 이 모델을 적용하는데 있어서는 지반의 비선형 거동을 부분 선형탄성(Piecewise Linear Elastic)거동으로 근사화하는 하중증분법(Incremental Method)을 이용해야 한다. 즉, 각 하중 재하단계에서 지반은 선형 탄성거동을 따른다고 가정하되 응력 수준에 따라 결정되는 접선탄성계수(Tangential Modulus)가 적용되나, 정밀한 터널 해석이 필요한 특수한 경우를 제외하고는 사용되는 경우가 흔치 않다.

#### 2.1.3 탄소성 모델

어떤 물체에 외력이 작용하면 응력과 변형이 발생하게 되는데, 외력을 제거하였을 경우 물체에 발생한 변형의 일부는 회복되나 나머지는 그대로 잔존하게 된다. 이때 회복 가능한 변형을 탄성변형이라 하고, 회복 불가능한 변형을 소성변형이라 하는데 이와 같이 재료의 변형을 탄성 및 소성 변형으로 표현하는 모델을 탄소성 모델이라고 한다. 탄소성 모델에서는 재료의 응력수준이 항복점에 도달하기 전까지의 거동은 탄성모델로서 모사되나, 항복점에 도달한 이후의 거동은 소성거동을 따르는 것으로 가정한다.



따라서 탄소성모델을 적용하기 위해서는 항복이 시작되는 응력수준을 결정하는 항복기준(Yield Criteria)과 항복 후 거동을 모사하기 위한 유동법칙 혹은 흐름법칙(Flow Rule) 및 소성 경화/연화 법칙이 필요하다.

#### (1) 항복기준

항복기준은 응력 상태의 조합으로 표현되는 탄성 변형의 한계로 정의된다. 이러한 항복기준은 아래와 같은 형태의 항복면의 방정식으로 표현된다.

$$f(\sigma) = f(J_1, J_2, J_3) = 0 \quad (10)$$

여기서,  $J_1, J_2, J_3$ 는 응력 불변량이다. 만약  $f < 0$  이면 재료는 탄성 영역 내에 있으며,  $f \geq 0$  이면 재료는 소성상태에 있게 되고, 소성이론을 토대로 소성변형이 결정된다. 지금까지 지반에 적용 가능한 많은 항복기준이 개발되어 왔으나 Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown 등의 항복기준이 터널 해석에 많이 적용되고 있다.

##### ① Mohr-Coulomb 항복기준

Mohr-Coulomb 항복기준에 따르면 지반의 전단강도는 항복면에서의 연직응력이 증가함에 따라 증가하며 다음 식과 같이 표현된다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (11)$$

여기서,  $\tau$ 는 항복면에서의 전단응력,  $c$ 는 재료의 점착력,  $\sigma$ 는 항복면에서의 연직응력, 그리고  $\phi$ 는 재료의 내부마찰각이다. 실제 수치해석시에는 식(11)의 항복기준을 응력 불변량으로 치환하고, 이를 식(10)의 항복기준으로 표현하여 재료의 항복여부를 결정하게 된다. Mohr-Coulomb 항복기준은 중간 주응력을 고려할 수 없다는 단점이 있으나 필요한 재료상수  $c$  및  $\phi$ 를 비교적 간단히 얻을 수 있다는 장점이 있어 일반적인 실무문제에 널리 적용되고 있다.

##### ② Drucker-Prager 항복기준

Drucker와 Prager는 응력 불변량을 이용하여 모든 주응력 효과를 고려한 수정된 Mohr-Coulomb 항복기준을 제안하였으며, 이는 다음과 같은 함수로 표현된다.

$$f = \sqrt{J_{2D}} - \alpha J_1 - \kappa \quad (12)$$

여기서,  $\alpha$ 와  $\kappa$ 는 양의 값을 갖는 재료상수이며,  $J_1$ 은 응력의 1차 불변량,  $J_{2D}$ 는 편차 응력의 2차 불변량이다. Drucker-Prager 항복 기준에서 필요한 두 재료상수  $\alpha$ 와  $\kappa$ 는  $J_1$ - $J_{2D}$ 평면에 도식된 Drucker-Prager 모델의 파괴 포락선의 절편 및 기울기를 의미하며 삼축압축시험을 통해 얻어지는 점착력  $c$ 와 내부마찰각  $\phi$ 를 이용하여 아래와 같은 식으로 표현할 수도 있다.

- 삼축압축상태

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)}, \kappa = \frac{6 c \cos \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \quad (13)$$



- 평면변형상태

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}, \kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (14)$$

### ③ Hoek-Brown 항복기준

본 모델은 최근 많이 적용되고 있는 암석의 경험적인 파괴 기준으로서 Griffith 균열 발생 항복기준에 기반을 두고 있으며, 다양한 범위의 강도를 갖는 암석에 적용시켜 얻어진 결과를 이용하여 경험적인 방법으로 개발된 모델이다. 항복함수는 다음과 같이 표현되며

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (15)$$

여기서,  $\sigma_1$ 은 최대 주응력,  $\sigma_3$ 는 최소 주응력,  $\sigma_c$ 는 암석의 일축압축강도,  $m$ 은 경험상수(0.001 : 매우 교란된 암반 ~ 25 : 경암),  $s$ 도 역시 경험상수(0 : 절리가 발달된 암반 ~ 1 : 무결암)를 사용한다. 한편, RMR과  $m$  및  $s$ 의 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{R-100}{14} I_m\right) \quad (16)$$

$$s = \exp\left(\frac{R-100}{6 I_s}\right) \quad (17)$$

여기서,  $m_i$ 는 암편의  $m$  값(RMR=100),  $I_m$ 은 1(호트러지지 않은 암반), 2(호트러진 암반),  $I_s$ 는 1(호트러지지 않은 암반), 2(호트러진 암반)을 나타낸다. 본 기준을 적용할 때, 대상 암반이 4개 이상의 불연속면을 포함하고 한 조의 불연속면이 다른 것들보다 현저히 약하다면 이러한 암반은 이방성이므로 다음의 식을 적용할 수 있다(Hoek 등, 2002). 즉 식(15)는

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_c \sigma_3 + s_b \sigma_c^2)^a \quad (18)$$

과 같이 쓸 수 있고, 여기서

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (19)$$

$$s_b = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

와 같다. 여기서, GSI는 지질강도지수(Geological Strength Index ; Hoek 등, 1995),  $D$ 는 발파 및 응력이완으로 인한 암반의 교란 정도를 나타내는 계수로서 무결점 암석의 경우  $D=0$ , 매우 교란된 암반의 경우  $D=1$ 을 적용할 수 있다.

### ④ 유동법칙

재료의 응력상태가 항복기준에 도달하면 재료에는 소성변형이 발생한다. 이러한



소성변형의 발생을 소성유동(Plastic Flow)이라고 한다.

소성이론에서 소성변형 벡터의 방향은 소성 포텐셜 함수에 의한 유동법칙을 통해 정의된다. 유동법칙은 소성 포텐셜 함수( $Q$ )를 정의하는 방법에 따라 연관(Associated) 및 비연관(Non-Associated) 유동법칙으로 나눌 수 있으며, 소성 포텐셜 함수를 항복함수( $f$ )로 취하는 경우를 연관 유동법칙, 소성 포텐셜 함수와는 다른 항복 함수를 취하는 경우 비연관 유동법칙이라 한다.

일반적으로 대부분의 지반 및 암반은 비연관 유동법칙을 따르는 재료로 알려져 있으나 비연관 유동법칙을 적용함으로써 얻어지는 이점보다는 이를 적용하는데서 비롯되는 소성 포텐셜 함수( $Q$ )를 결정하는 시험방법의 어려움과 수치계산의 어려움, 즉 강성도 행렬이 비대칭행렬(Non-Symmetric Matrix)로 변화함에 따라 고난도 수치해석 기법이 필요하게 되므로 정밀한 해석이 요구되는 경우를 제외하고는 연관 유동법칙을 적용할 수 있다.

#### ⑤ 변형률 경화/연화 법칙

변형률 경화 혹은 연화(Strain Hardening/Softening) 법칙은 초기 항복 및 소성변형률이 발생한 이후 항복기준의 변화 정도를 정의하며 지반 및 암반의 경우 소성 연화법칙이 적용될 수 있다. 그러나 이 경우, 복잡한 수학적 관계식과 상용 프로그램의 적정성 등으로 인하여 설계의 효율성이 저감될 염려가 있으며 수학적으로 불안정한 모형을 해석함에 따른 전문적 지식 등이 요구되므로 정밀 해석이 아닌 경우에는 일반적으로 탄성-완전소성모형을 적용할 수 있으나 소성거동 후의 해석결과 분석에는 세심한 주의가 요구된다.

#### 바. 점탄성 및 점탄소성 모델

탄성 모델에 점성을 고려한 경우를 점탄성 모델, 그리고 탄소성 모델에 점성을 고려하는 경우를 점탄소성 모델이라고 한다. 이러한 경우 계산과정이 매우 복잡하게 되며 연산 노력이 증대된다. 점탄소성 모델의 경우 지반의 탄성, 소성, 점성 거동을 고려한다는 측면에서는 주변지반의 거동을 실제의 거동에 가깝게 모사한다는 이점이 있으나, 점성 거동의 모델링이 그다지 용이하지 않다는 어려움이 있다.

이러한 점성을 고려한 모델은 터널 및 주변지반의 거동이 지보 및 라이닝의 타설 시기에 의해 많은 영향을 받는 경우 혹은 시공단계에 따른 터널의 장기적 거동 평가가 매우 중요한 경우에 채택될 수 있으나, 재료의 점성과 관련한 변수를 적용하는 경우 세심한 주의가 요망된다.

## 2.2 불연속체 모델링

절리 및 파쇄대 등에 의해 불연속 암반을 불연속체로 간주하여 해석하는 방법은 앞서 해설 1. 에서 언급한 바와 같이 개별요소법을 바로 적용할 수 있다.

그러나 유한요소법 등 상용 프로그램 내에 불연속면을 따로 고려할 수 있는 기능이 있다면 이를 사용할 수도 있으며 가.~나.는 근래 적용되고 있는 각종 불연속체 모형화 방법을 나타낸다.

(1) 편재절리모형(Ubiquitous Joint Model) 및 등가 연속체 모형(Pseudo Continuum Model)

절리가 매우 발달한 암반에서 절리의 발달상태가 특정방향으로 편재된 경우에는 편재절리모형(Ubiquitous Joint Model)을, 절리가 산재된 경우에는 등가 연속체(Pseudo Continuum Model) 혹은 비등방 탄소성체 모형을 적용할 수 있다. 이 경우에는 절리 혹은 불연속면에 대한 추가적인 정보가 필요하며 대개의 경우, 불연속면의 3차원적 경사 및 빈도에 대한 정보 및 강성도( $K_n$ ,  $K_s$ )가 입력되어야 하고 탄소성 해석을 행하는 경우에는 불연속면의 점착력, 마찰각 및 인장강도 등에 대한 자세한 정보를 필요로 한다. 또한 불연속면 내부에 Mud Seam 혹은 녹니석(Chlorite) 등 마찰저항이 적은 물질이 포함되어 있는 경우나 이암류가 아니면 마찰각은  $20^\circ$  이상  $60^\circ$  이내의 값을 적용하는 것을 원칙으로 한다(한국지반공학회, 2000).

이상과 같은 모형화 과정은 숙련된 설계자의 세심한 주의를 필요로 하며, 암반 내 절리의 분포가 현저하고 RQD, RMR 및 Q 값 등으로 정량화 할 수 있는 경우에는 <그림 7.2.1> 등과 같이 탄성계수를 적절히 변형시켜 불연속면의 영향을 고려할 수도 있다.

(2) 절리요소 모형(Joint or Interface Element Model)

암반 내 불연속면의 빈도가 낮고 현저한 불연속면이 존재하는 경우에는 불연속면을 절리요소로 모형화할 수 있다. 이 때 필요한 추가 입력값은 상기 편재절리모형과 동일하며 특히 충전물이 포함된 경우에는 강성도  $K_n$ ,  $K_s = 106 \text{ Pa/m}$ , 충전물이 없는 경우에는  $K_n$ ,  $K_s = 108 \sim 1,010 \text{ Pa/m}$  범위에서 선택할 수 있다(한국지반공학회, 2000). 강성도가 클 경우에는 불연속면의 탄성변형이 적고 불연속면에서의 파괴가 일어나기 쉬우며, 강성도가 작을 경우에는 불연속면의 탄성변형은 크나 불연속면을 따른 파괴가 억제되는 효과가 있다.

## 2.3 요소의 크기 및 배열

지반의 모델링에서 중요시되는 사항은 요소의 크기 및 배열을 설정하는 것이다. 유한요소해석에 있어서 경제성을 고려하지 않고, 해석결과의 정확성만을 고려한다면, 요소의 크기는 작을수록 그리고 배열은 균일할수록 바람직하다고 할 수 있다.

그러나 유한요소해석에서 절점수에 따라 요구되는 연산시간은 기하급수적으로 증가하기 때문에 예비해석을 수행하여 대상 문제에 적합한 요소의 크기를 설정하는 것이 바람직하며, 일반적으로 터널 주변과 같이 응력경사가 급한 영역에서는 작게, 외곽지



역은 크게 요소화하는 것이 바람직하다. 이와 관련해서, 터널 주변과 같이 기하학적 형상이 급격히 변화하는 곡선부에서는 응력 적분점이 요소망 외부에 놓이지 않도록 요소의 크기를 결정할 때 세심한 주의를 필요로 한다.

한편, 심도가 깊지 않은 터널의 경우 터널 천단부 위의 지반 전체를 모델링에 포함 시키면 되지만, 대심도 터널의 경우 이러한 방법으로 모델링 할 경우 해석영역이 광범위해져 처리하여야할 절점 및 요소의 수가 많아지게 되고, 특히, 3차원 해석에서는 막대한 컴퓨터 처리시간이 필요로 하게 된다. 따라서 대심도의 경우에는 경제성을 고려하여 굴착으로 인한 영향이 미치는 영역만을 모형화에 포함시키고(일반적으로 터널 천단 상부로부터 터널 높이의 3배 정도), 그 이외의 지역은 상재하중으로 처리 함으로써 해석영역을 줄여서 해석하여도 무방하다.

### 3. 지보재 모델링과 지보재 특성치

수치해석에 있어서 해석 결과는 대상 문제의 모형화 방법에 따라 지반의 거동, 슛크리트 및 록볼트 등의 지보재에 발생하는 응력 등 해석 결과에서 많은 차이를 보일 수 있다. 따라서 지보재의 모형화에도 세심한 주의가 요구된다. 일반적으로 지보재는 여러 가지 방법으로 모형화할 수 있으며, 실무에서는 흔히 연속체 요소 및 구조 요소 등 두 가지 모형화 방법을 사용하고 있다. 연속체 요소 모형화 과정은 일반적으로 라이닝 및 슛크리트의 모델링에 적용되며, 요소 및 절점수가 많아지고 지보재 설계에 필요한 부재력을 다시 계산하여야 하는 단점이 있으나 비교적 입력과정이 간단하다는 장점이 있다. 반면에 구조 요소 모델링 방법은 보(Beam)요소 혹은 붕(Truss)요소와 같은 구조요소로 모델링하는 기법으로서 슛크리트나 록볼트의 모델링에 가장 널리 적용되는 방법이다. 이 경우, 지보재 설계에 필요한 부재력이 자동적으로 계산되며, 절점수 또한 증가하지 않는다는 장점이 있으나 슛크리트의 두께가 두꺼운 경우 기하학적 형상이 반영될 수 없는 단점도 있다.

한편, 표준지보패턴에 대한 해석시에는 강지보재, 슛크리트, 록볼트, 철망 등을 고려하며 해석은 각 시공단계를 반영한다. 또한, 표준지보의 해석절차는 다음과 같다.

- 지반의 역학적 모델화
- 초기 응력의 결정
- 시공 단계별 해석
- 해석 결과의 분석 및 평가

다음에서는 각 지보재에 대한 모형화 방법과 특성치에 대하여 구체적으로 기술하였다.

여기서 주의해야할 사항은 2차원 해석을 수행하는 경우 해석에서는 단위 폭을 대상으로 모든 계산이 이루어진다는 점이다. 따라서 지보재의 모델링에서는 터널 굴진 방향으로의 설치간격을 고려하여 단위 폭 당의 환산강성을 적용해야 한다.



### 3.1 슛크리트

스�크리트 요소는 봉요소나 보요소 또는 평면변형을 지반요소로 모형화할 수 있다. 원칙적으로 슛크리트 요소는 축력과 휨을 동시에 받고 있다가 휨에 대한 파괴가 일어나면 봉요소와 같이 거동하는 것으로 알려져 있다. 따라서 구조해석시 슛크리트 요소는 보요소로 해석하고, 슛크리트 요소는 연성(Soft)상태와 강성(Hard)상태로 구분하여 모델링함이 바람직하다.

철망은 슛크리트가 지반과 밀착되도록 할 뿐만 아니라 슛크리트 속에 매입하여 슛크리트의 보강재 역할을 담당하지만 해석시에는 이를 고려하지 않는 것을 기준으로 하며, 정밀 해석을 해야 할 경우에는 철망의 구조적 기능을 고려하여 설계할 수 있다.

### 3.2 강지보재

강지보재는 슛크리트가 제 기능을 발휘할 때까지 지보의 역할을 하므로 해석시에는 이를 고려하지 않아도 좋으나 필요시 이의 지보능력을 설계에 반영할 수 있다.

### 3.3 록볼트

록볼트는 터널 굴착으로 인하여 발생하는 터널주위 지반의 이완을 줄이고 지반을 보강하기 위하여 사용되며, 록볼트 자체의 항복파괴와 주위 암반과의 결합(Bonding)파괴를 둘 다 고려해야 한다. 즉, 록볼트는 지반과의 부착을 고려하여야 하고, 굴착공동의 크기 및 지반조건에 따라 그 길이 및 수를 조정하여 해석해야 한다. 또한 프리스트레스를 도입할 경우에는 그 효과를 해석에 반영해야 한다.

### 3.4 보조공법 적용영역

다양한 보조공법의 적용에 있어서 국내 철도터널 현장에 가장 널리 사용되는 공법은 강관다단공법 및 휘폴링(Forepoling) 공법이며 이들 공법의 적용구간을 설계할 때에는 실제 막장부 조건을 파악하여 현장 지반조건에 부합한 간격 및 길이를 계산하는 방안이 가장 이상적이다. 실제 터널해석시, 보조공법에 의한 터널 주변의 안정성 검토는 두 가지 방법에 의해 수행될 수 있다. 첫째는 강관 및 주변 그라우팅재를 각각 개별 요소로 모형화하여 터널주변 지반 내에 보요소 혹은 봉요소로 삽입하는 것이다. 이 방법은 입력에 소요되는 노력과 시간이 과다하여 보조공법 적용영역의 설정 등과 같은 매개변수 해석이 필요한 경우, 비현실적인 방법이 될 수 있으나 해석결과가 상대적으로 신빙성이 높다는 장점이 있다. 하지만 그라우팅재의 역할 및 모형화 과정이 복잡하여 일반적인 경우에는 강관만을 모형화할 수도 있다. 두 번째는 강관 및 그라우팅재를 분산형 요소(Smeared Element)로 환산하여 터널주변에 연속체요소 혹은 보요소로 적용하는 방법이 있다.





이 방법은 적용되는 강관 및 그라우팅재의 체적비를 이용하고 주변지반과의 응력 및 변형률 관계식을 이용하여 적절한 구성방정식을 도출함으로써 분산형 요소에 필요한 각종 입력자료를 산출할 수 있다. 그러나 이 방법은 아직까지 현장에서 검증된 자료가 충분치 않으므로 적용시 유의해야 한다.

### 3.5 지반주입공영역

지반 주입에 따른 터널 및 터널주변의 안정성 해석결과는 지반 주입공의 영역을 결정하는 주요한 요소가 된다. 이를 위하여는 약액 주입후 강화지반의 물성을 파악하여야 하며 현장 및 실내실험을 통해 강화지반의 점착력 및 마찰각을 산정하는 방법이 가장 현실적이다. 한편 원지반 및 주입재의 체적비를 통해 강화지반의 점착력을 산정할 수 있으며 이 때 내부마찰각은 변하지 않는다고 가정할 수도 있다.

### 3.6 지장물

터널의 안정성 해석시 지중관로나 폐갱도 등의 지장물을 고려해야 하는 경우가 있다. 이 경우, 터널 주변의 영향권을 설정하여 영향권 내에 존재하는 지장물에 의한 터널의 안정성을 분석하는 방안이 바람직하며 실제 터널의 시공시에도 근접 지장물의 위해여부에 대한 판단근거를 제공할 수 있다. 한편 가스관로나 기타 중요한 지하 지장물에 대하여는 동적 해석을 실시하여 터널 내 진동 등에 의한 지장물의 안전성을 확인하여야 하는 경우도 발생한다.

폐갱도 등의 영향권을 분석하기 위해서는 폐갱도와 본선 터널의 상대적 위치를 파악하고 암반의 특성에 따른 Bulking Factor 등을 고려하여야 하며 붕락이 예상되는 형태를 적절히 가정하여 안전율 등을 계산할 수 있다.

## 4. 시공단계의 해석적 반영

### 4.1 시공과정의 설정과 모델화

컴퓨터에 의한 수치해석으로 실제에 가까운 결과를 얻기 위해서는 실제 시공방법과 시공순서를 반드시 고려해야 한다. 특히, 굴착과 지보재 및 라이닝의 설치 순서에 터널시공에 영향을 주는 중요한 변수이므로 이러한 공정에 따라 지보재 및 라이닝의 특성 등이 달라지게 된다. 예를 들어 TBM 또는 Shield TBM과 같은 기계장비에 의한 전단면 굴착에는 일반 터널굴착공법에서 지보재를 사용하는 단계굴착과는 다른 콘크리트 라이닝이 사용된다. 따라서 두 경우의 터널에 대한 굴진과 지보재 시공과정의 모델화는 당연히 달라야 한다. 터널 시공 중의 막장부 근처에서는 3차원의 구조가 생성되며, 이에 따라 응력과 변형도 3차원으로 발생한다.

터널 막장부에서의 3차원 모형은 <그림 9>와 같다. 막장부로부터 떨어진 거리와

관계없이 터널축과 직각방향으로 지반의 아칭현상(Arching Effect)이 발생하며 여기에 추가하여 터널축에 평행한 방향으로도 아칭현상이 발생한다. 두개 이상의 평면 안에 발생하는 아칭 상태는 하중을 3차원으로 분산시킨다.

따라서 수치해석에 필요한 단순화는 대부분 3차원 모형을 2차원모형으로 축소시키는 일이다. 터널 막장부에서의 3차원적인 응력과 하중조건은 막장 부분과 굴착된 터널 주변지반의 강성과 매우 밀착 관계가 있다.

지반강성은 굴착면에 가까울수록 감소되어 완전히 굴착된 곳에서는 '0'이다. 지반응력과 하중조건에 대한 지반강성의 영향력을 이해함으로써 모형의 단순화를 기할 수 있다.

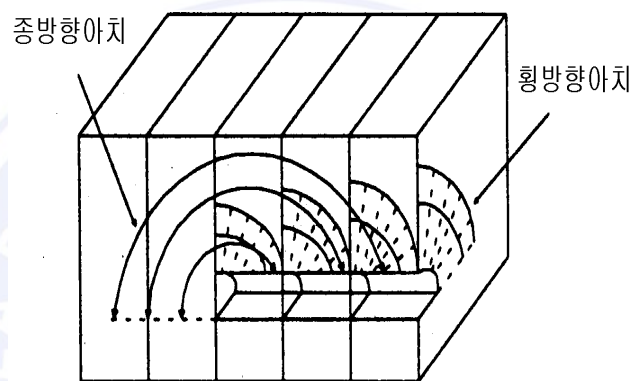


그림 9. 터널 막장부에서의 3차원거동

지반강성과 지반응력은 2차원 모형안에서 3차원의 효과를 만들어 내는 매개 변수로 사용되며, 막장부에서 멀어질수록 감소하는 종방향 아치효과를 모사하는 방법에 따라 크게 하중분배모델(Stress Distribution Method)과 강성변화모델(Stiffness Variation Method)로 분류되나, 일반적으로 하중분배모델이 많이 적용된다.

#### 4.2 하중분배 모델(한국지반공학회, 1997)

하중분배모델은 막장부로부터 터널 종축방향으로 떨어진 위치에 따라 종방향 아치 효과가 변화하는 경향을 반영하기 위해서 2차원 해석의 각 해석단계를 3차원 터널 축상의 각 위치와 대응시켜 해석 단계별로 굴착에 의해 발생하는 불균형 지반압을 분배하여 작용시키는 방법이다. 본 모델에서는 터널에 발생된 변위가 응력 수준에 비례한다는 가정 하에 응력 분배 정도를 나타내는 하중분배율( $\alpha$ )을 이용하여 불균형 지반압을 조절함으로써 해석을 수행하게 된다.

하중분배율모델에서 필요한 하중분배율은 터널시공조건 및 지반조건 등에 따라서 달라지므로 시공조건을 고려하지 않고 일률적으로 적용하는 것은 많은 문제를 야기시킬 수 있다. 따라서 하중분배율은 시공과정을 고려하여 선택하여야 하며, 모형실험



혹은 유사한 지반 및 시공조건하에서의 계측자료를 이용하거나 <그림 10>과 같이 3차원 예비 해석을 통해 얻어지는 종방향 침하곡선을 이용하여 산정할 수 있다.

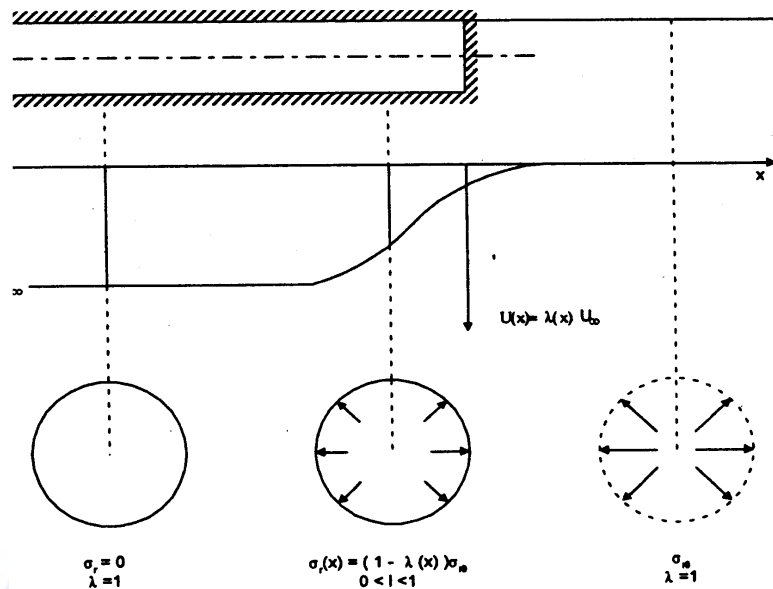


그림 10. 하중분배모델의 기본 개념도

(1) 무지보 구간이 긴 경우(Case I)

<그림 11>에서는 무지보 구간이 비교적 길고 변위가 수렴된 곳에서 숏크리트가 타설되는 경우에 대한 해석과정을 보여주고 있는데, 빗금 친 부분은 굴착으로 인한 응력의 재분배가 형성되는 영역이다. 이 경우에 있어서 해석단면을 무지보 상태인 막장부와 변형 수렴부로 택하면 표에 나타난 해석과정을 거치게 된다. 상부 및 하반 숏크리트는 응력의 배분 영역밖에 타설되므로 하중 분배율은 1.0이 된다.(<표 4> 및 <그림 11> 참조)

(2) 지반이 불량한 경우(Case II)

일반적으로 지반조건이 불량한 경우에는 변위를 억제할 목적으로 막장부에 근접한 곳에서 지보재가 타설된다. 이러한 경우는 <그림 12>에 나타난 바와 같으며, 이 경우의 해석에서는 적절한 하중분배율을 이용하여 굴착으로 인한 응력 재분배 효과를 해석에 반영해야 의미 있는 해석결과를 도출시킬 수 있다. 해석단면을 막장부, 상반 숏크리트부, 하반 숏크리트부로 채택하면 <표 5>와 같이 8단계 해석이 이루어진다.

(3) 하반 굴착이 상반굴착에 접근하여 시공하는 경우(Case III)

<그림 13>에 나타난 바와 같이 숏벤치컷의 경우, 하반굴착이 상반굴착에 근접하여 수행되는 경우에는 상반 및 하반 굴착의 영향이 중복되게 된다. 이러한 경우에서의 해석에서는 시공과정을 충분히 고려하여 중복 영향을 반드시 고려해야 한다.(<표 6> 참조)

표 4. 하중분배율 적용 예(Case I)

단 계	해석 과정
1	상반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_s$ ) 산정
2	불균형 지반압( $F=\alpha_1 \times F_s$ ) 적용(하중분배율 : $\alpha_1=1.0$ )
3	상반 슛크리트 타설
4	하반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_a$ ) 산정
5	불균형 지반압( $F=\alpha_2 \times F_a$ ) 적용(하중분배율 : $\alpha_2=1.0$ )
6	하반 슛크리트 타설

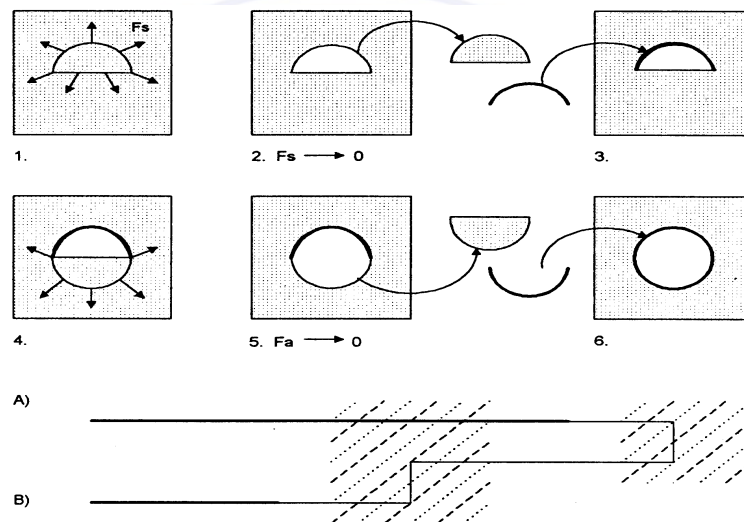


그림 11. 하중분배모델 적용 예(Case I)

표 5. 하중분배율 적용 예(Case II)

단계	해석과정
1	상반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_s$ ) 산정
2	불균형 지반압( $F=\alpha_1 \times F_s$ ) 적용
3	상반 슛크리트 타설
4	상반 불균형 지반압( $F=\alpha_2 \times F_s$ ) 적용( $\alpha_2=1-\alpha_1$ )
5	하반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_a$ ) 산정
6	하반 불균형 지반압( $F=\beta_1 \times F_a$ ) 적용
7	하반 슛크리트 타설
8	하반 불균형 지반압( $F=\beta_2 \times F_a$ ) 적용( $\beta_2=1-\beta_1$ )

\*  $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$  ;  $\beta_1 + \beta_2 = 1$

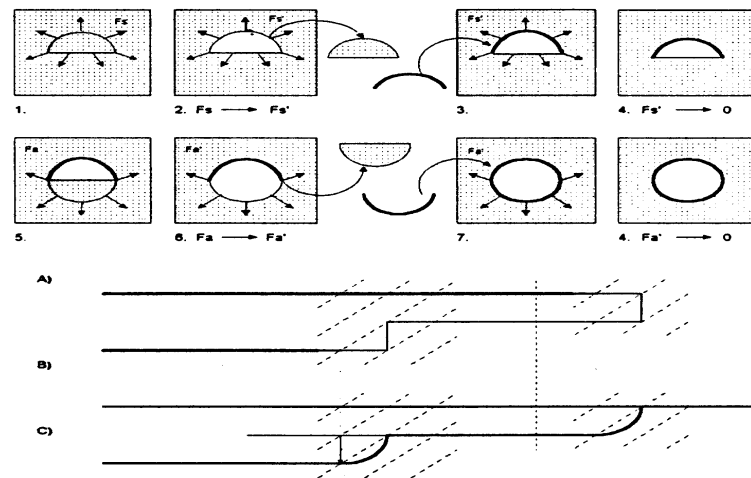


그림 12. 하중분배모델 적용 예(Case II)

표 6. 하중분배율 적용 예(Case III)

단계	해석과정
1	상반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_s$ ) 산정
2	상반 불균형 지반압( $F=a_1 \times F_s$ ) 적용
3	상반 슛크리트타설
4	상반 불균형 지반압( $F=a_2 \times F_s$ ) 적용
5	하반굴착에 해당하는 불균형 지반압( $F_a$ ) 산정
6	상반 불균형 지반압( $F=a_3 \times F_s$ ) 적용 및 하반 불균형 지반압( $F=\beta_1 \times F_a$ ) 적용
7	하반 슛크리트 타설
8	상반 불균형 지반압( $F=a_4' \times F_s$ ) 적용 및 하반 불균형 지반압( $F=\beta_2 \times F_a$ ) 적용

\*  $a_1+a_2+a_3+a_4 = 1$  ;  $\beta_1+\beta_2 = 1$

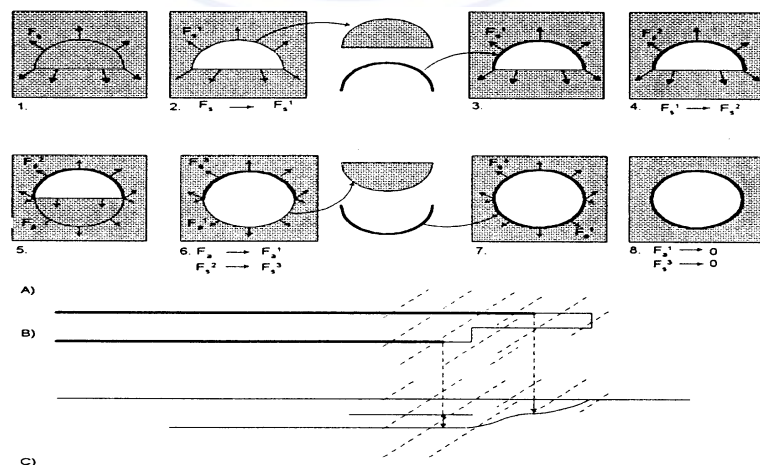


그림 13. 하중분배모델 적용 예(Case III)



#### 4.3 강성변화 모델

응력변수를 직접 사용하는 대신에 강성을 변화시킴으로써 응력분배와 같은 효과를 낼 수 있다. 강성의 변화는 원지반이나 숏크리트에 있어서의 강성의 감소 또는 증가를 의미한다. 지반의 강성감소는 굴착의 진행과 관계있으며, 강성증가는 숏크리트 타설과 관계가 있다. 숏크리트(Shotcrete 또는 Grouted Segment)는 시간이 경과함에 따라 강성이 증가하므로 숏크리트는 응력을 유발시킨다. 이때의 터널 주변지반의 강성감소는 강성감소계수  $\beta$ 로 표시된다. 현재 국내에서는 이 방법보다는 앞서 설명한 하중분배모델을 주로 사용하고 있다.





## 해설 4. 해석결과의 평가와 적용

터널 해석결과는 적절한 평가과정을 거쳐 설계에 반영되어야 하며, 아래와 같은 관점에서 검토해야 한다.

- 굴착 단계별 평가
- 미시적, 거시적 평가
- 인접 구조물과의 상호 작용 영향 평가 등.

### 1. 굴착단계별 평가

해석 단계에서 고려된 굴착 순서에 의거 굴착의 각 단계에 대한 각 지반요소 및 지보재의 변위, 응력, 파괴 접근도 등의 해석 결과를 검토하여 구조적인 안정성 여부를 검토해야 한다.

#### 1.1 지반변위

지표면 침하 및 인접구조물에 대한 터널의 영향은 변위를 이용하여 검토하는 경우가 많으며, 지표면에 건물이나 구조물이 있는 경우, 변위를 통해 경사각을 구해 검토할 수 있다. 즉, 인접구조물의 안전성은 수치해석에서 구한 전체 변위량(또는 경사각)을 각 인접구조물 허용기준치와 비교함으로써 해석할 수 있다.

굴착 단계에서 수시로 변위 측정데이터와 수치해석 결과를 비교할 수도 있다. 이때 주의해야할 점은 측정데이터에서 얻어지는 지표침하 및 내공변위는 측정기가 설치된 뒤의 변위이므로 해석 결과에서 선행 변위만큼을 감하고 비교하거나, 미리 지표면 혹은 지중에 침하계 및 지중변위계를 설치한 후 수치해석결과 발생한 지표면 혹은 지중 변위와 상호 비교할 수 있다.

또한, 측정값과 계산값에 큰 차이가 보이는 경우에는 설정된 지반정수에 원인이 있을 때가 많으므로 재차 지반에 관한 데이터를 검토함과 동시에 역해석과 같은 방법으로 특성값을 검토하여 특이사항 여부를 판단해야 한다.

#### 1.2 지반의 안정성

지반의 안정성은 지반의 응력상태에 따라 판정되는 파괴영역 및 소성영역, 혹은 해석결과에서 얻어진 전단 변형률과 한계변형률의 비교 등을 통해 검토하는 경우가 많다. 파괴 영역을 추정할 때는 탄성해석에서는 국부 안전율, 탄소성 해석에서는 소성상태의 유무 등이 이용된다.

한편, 해석에서 얻어지는 지반의 변형률은 설계시에 각 지반의 한계변형률과 비교 검토하여 안정성을 확인하는데 사용된다. 비탈면 바로 밑에 터널을 굴착할 때 비탈면의 안정성에 관한 문제는 활동면 방향의 전단응력과 그에 수직인 방향의 저항응력의

비로서 안전율을 정의하여 검토하는 경우도 있는데, 해석 사례가 적으므로 평가하기 어렵다.

또한, 문제가 되는 갱구 부근의 활동에 관해서는 터널 축방향(종단방향)으로 미끄러지는 경우가 많아 횡단방향의 해석에서는 취급할 수 없다. 터널 축방향의 해석은 요소 중첩법과 축대칭 모델로의 치환 등 여러 가지가 시도되고 있는데, 근본적으로 3차원의 문제이므로 2차원 해석에서는 실제의 응력 분포를 재현하기가 힘들다.

### 1.3 지보부재의 안정성

강지보재, 록볼트, 슛크리트와 같은 지보 부재의 안정성은 해석에서 얻어진 응력과 각 부재의 허용응력을 비교함으로써 평가할 수 있으나, 절리의 영향 및 록볼트의 부착력 등과 같이 정확한 입력값을 설정하기 곤란한 경우를 대비한 안전율을 고려할 필요가 있다.

## 2. 미시적, 거시적 평가

해석결과의 평가에 있어서 미시적인 평가는 수치해석 결과 계산가능한 각종 안전율을 근거로 할 수 있다. 이 때, 각 지보재 및 터널주변 지반의 안전율을 계산하는 과정은 전문가의 판단을 요하는 경우가 많으므로 세심한 주의가 요구된다. 미시적인 평가는 일반적인 수치해석 결과의 평가이므로 파쇄대나 절리의 영향 등을 고려하지 않는 경우가 대부분이며 정량적인 결과분석 과정이라고 할 수 있다.

이에 반해 거시적 평가는 터널주변 파쇄대나 현저한 절리군의 영향 등 불연속면의 영향을 고려하는 경우로서 터널주변 켜기해석이나 절리요소 등에 의한 주변지반의 거동분석 및 안정성 해석이 포함된다. 그러나 거시적 평가의 경우, 필요 이상의 고난도 해석기법이나 수치적, 실험적으로 검증되지 않은 알고리즘 등의 도입은 오히려 혼선을 초래할 가능성이 있으며 전문가의 판단에 따르는 것이 좋다.

## 3. 인접시설물 영향 평가

터널주변 지반의 초기응력은 터널 굴착에 따라 새로운 응력 상태로 변하게 되며, 굴착의 완료와 함께 일정한 시간이 경과하게 되면 새로운 응력 상태에서 안정을 유지한다. 이렇게 안정된 터널은 인근에서 새로운 굴착이 이루어질 경우 안정된 응력상태에 변화가 발생하며, 이러한 변화는 터널간의 거리가 가까울수록, 지반의 강도가 작을수록 큰 영향을 받는다. 따라서 인접터널 및 지하구조물 굴착은 굴착중인 구조물뿐만 아니라, 인근 터널에도 영향을 주므로 이들 상호간의 영향을 면밀히 고려해야 한다. 예비 설계시 인접 터널간의 이격거리는 지반조건, 터널의 형상, 인접터널과의 위치관계 등에 따라 다르나 암반 지반을 대상으로 하는 경우 최소한 새로운 터널의 폭과 높



이 중 큰 값의 1.0배 이상을 유지하는 것이 좋다. 그러나 이 값은 경험값이므로 본 설계시에는 지반조건, 위치관계들을 고려한 안정성 해석을 반드시 수행하여 그 해석 결과에 의해 평가하고 시공 중 계측을 통하여 그 안정성을 확인해야 한다.

#### 4. 시공시 해석결과의 활용방안

터널의 안정성 해석을 통하여 얻어진 지반 및 지보재의 변위, 응력 등의 값은 지반성질의 복잡성으로 인한 모델링의 한계, 설계상 설정한 굴착 방법과 시공의 차이 등으로 인하여 시공 중 계측결과와 상당히 상이한 결과를 나타내는 경우가 많다. 따라서 시공 중 얻어진 계측결과를 계속적으로 분석·평가하여 해석시 사용했던 입력 자료의 적합성, 지보설계의 적정성을 면밀히 검토하여야 하며, 만약 입력 자료 또는 지보설계의 부적정성이 판단되면 이를 고려한 새로운 안정성 해석을 수행하여 계측결과와 부합될 수 있도록 해야 한다.



## 해설 5. 터널 수치해석

### 1. 대상터널의 지반특성

본 해설에서는 토피가 낮고 연약 지층대를 통과하는 터널구간을 선정하여 지반조건에 따른 지보패턴 설계 및 수치해석에 의한 안정성 검토 예를 제시하였다. 따라서 대상구간 내 지보패턴 중 가장 위험할 것으로 판단되는 구간에 대하여 연속체 모델을 이용한 2차원 안정성 해석을 수행하고 지보패턴 및 보강설계의 적정성을 검토하였다. 즉, 설계구간의 지형, 지반조건, 시공순서를 반영한 연속체 해석을 수행하고 설계에 적용된 지보패턴에 대하여 터널 및 주변지반의 변위량과 지보재의 응력 발생경향을 분석하여 적용 지보패턴의 안정성 및 보강의 적정성을 검토하였다.

굴착공법으로는 지반의 변화에 적절히 대처할 수 있고 일반적인 장비의 운용이 용이한 링컷 굴착공법을 적용하였으며, 해석단면은 시공과정 및 보강공법을 고려할 수 있도록 모델링하고 지층경계면의 위치는 시추조사결과를 분석하여 결정하였다. 지반의 상태 및 물성값은 <표 7>과 <그림 14>에 각각 나타내었다.

표 7. 대상구간의 지반특성

구 분		단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	포아송비	변형계수 (MPa)	점 착 력 (MPa)	마 찰 각 (°)
매 립 층		17	0.35	10	0.01	30
충 적 층		18	0.35	7	0.03	24
풍 화 토	N<50	18	0.33	40	0.02	30
	N≥50	19	0.33	45	0.03	32
풍 화 암		21	0.33	100	0.04	34

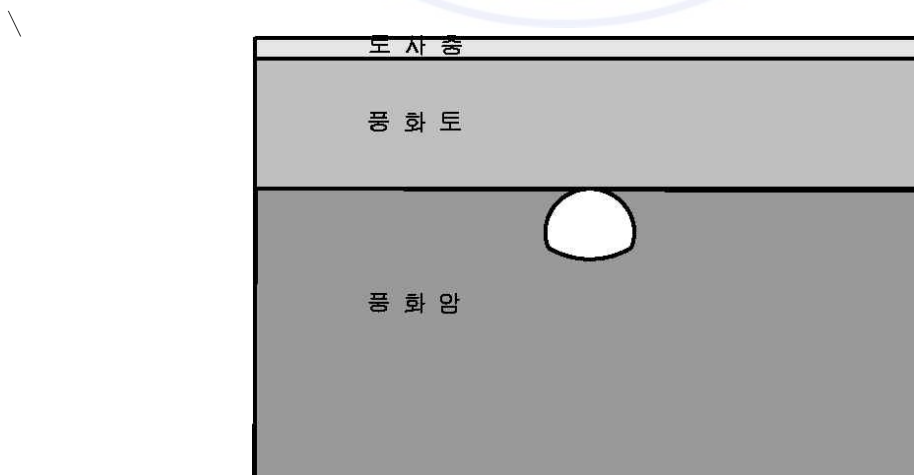


그림 14. 안정성 검토를 위한 대상 터널





## 2. 지보패턴 및 해석방법

적용한 지보패턴은 터널이 연약지반을 통과하는 구간이므로 기본 지보공을 포함하여 막장면 파이프 그라우팅을 보조공법으로 채택하고 <표 8>와 같은 재원을 적용하였다. 적용한 파이프 그라우팅의 개요도는 <그림 15>에 도시하였다.

표 8. 적용한 지보패턴

굴착방법	굴진장 (m)	샷크리트 (mm)	록볼트 길이(m)	보강공법	차수공법
링컷굴착	0.8 / 0.8	250	4.0	대구경강관 보강그라우팅 막장면 보강 파이프 그라우팅	MS 그라우팅

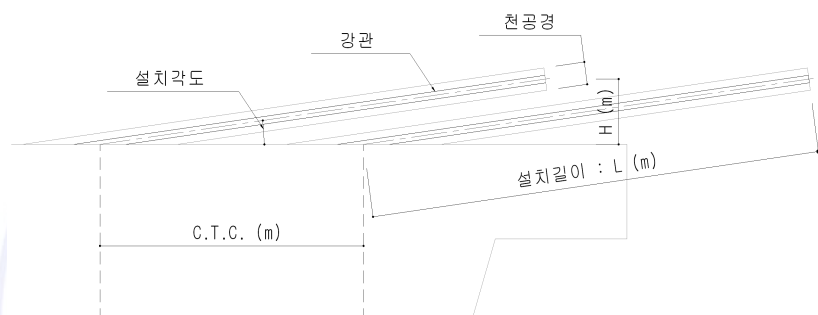


그림 15. 파이프 그라우팅의 개요도

해석영역 및 모델링은 각종 연구사례를 참고로 터널굴착에 의한 영향이 미치지 않는 범위인 터널 수평방향 및 하부방향으로 터널지름의 4배 이상까지 적용하였으며, 요소의 분할 수 및 크기로 인한 영향을 최소화하기 위하여 터널 및 터널주변 영역의 요소망을 충분히 작게 하고 터널에서 멀어질수록 요소크기를 증가시켜 모델링하였다. 또한 경계조건으로 좌·우측은 수직방향 변위를 허용하고 수평방향 변위를 고정하는 롤러지점을, 하부 경계면은 수평방향 변위를 허용하고 수직방향 변위를 고정하는 롤러지점을 그리고 하부 양단 모서리는 수직·수평방향 변위를 구속하는 힌지지점으로 구성하였다. 하중 분담율은 터널과 지반과의 3차원적 거동을 2차원 거동으로 표현하기 위하여 <표 9>와 같이 적용하여 굴착의 효과를 재현하였다.

표 9. 굴착을 위한 하중 분담율

수치해석 항목	굴착	연성샷크리트 + 락볼트	강성 샷크리트
하중 분담율	60%	30%	10%

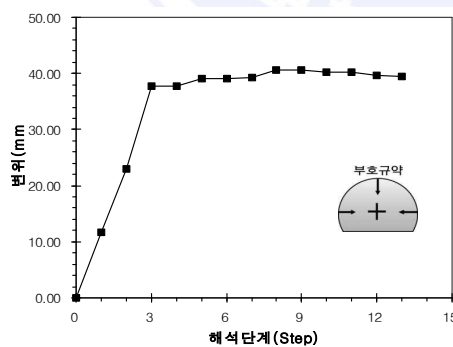
해석순서는 <표 10>과 같이 굴착 및 보강을 연속적으로 시공하는 단계별 해석을 모사하였다.

표 10. 단계별 해석과정

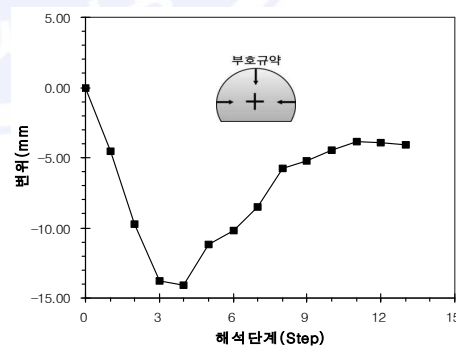
굴착방법	원지반상태	STEP 0	STEP 1	STEP 2
시공순서	초기응력상태	보강공법 적용 (중첩장에 따라)	터널상반 굴착	Soft S/C + R/B
하중분담율	-	-	60%	30%
굴착방법	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6
시공순서	Hard S/C	터널하반 굴착	Soft S/C + R/B	Hard S/C
하중분담율	10%	60%	30%	10%

### 3. 해석결과 분석

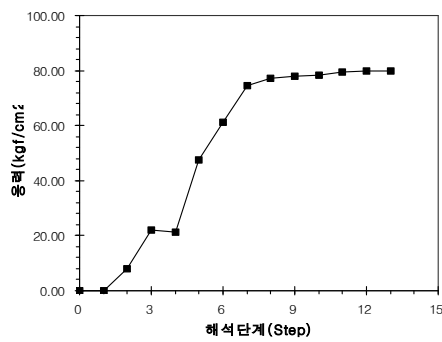
굴착 단계별 해석한 결과 천단변위와 내공변위의 이력을 분석하였으며, 최대 휨압축하중과 최대 전단응력의 변화양상을 중점적으로 조사하였고 이를 <그림 16>에 나타내었다. 수치해석 결과, 최대 천단변위는 40.61mm로 해당구간의 허용치인 50mm 이내이며 최대 내공변위는 14.11mm로 확대되는 경향을 나타내었다. 그리고 최대 휨압축하중은 8MPa이 발생하고 최대 전단응력은 0.3MPa이며, 최대 록볼트축력은 80kN으로 되어 각각 허용치인 8.4MPa, 0.36MPa, 88.7kN 이내로 본 설계의 지보패턴에 의한 터널의 시공을 위한 안정성에는 문제가 없을 것으로 분석되었다. 해석결과 중 굴착에 의한 지반 및 지보재의 응력변화를 나타내면 <그림 17>와 같다.



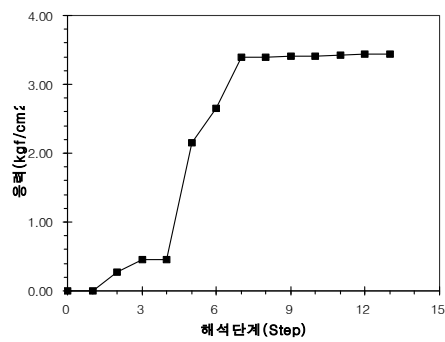
(a) 천단변위



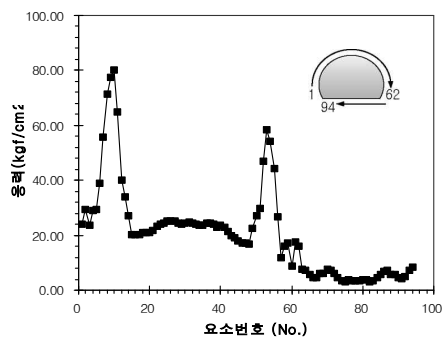
(b) 내공변위



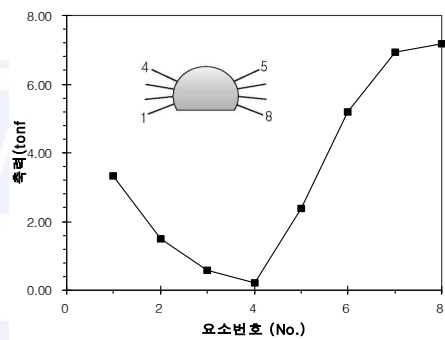
(c) 최대휨압축하중



(d) 최대전단응력

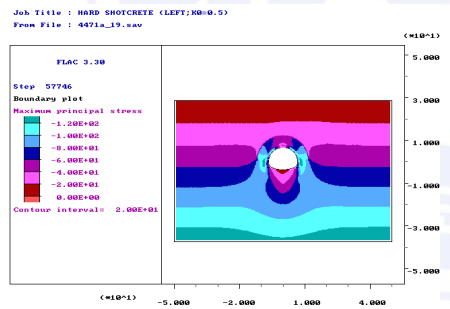


(e) 요소별 휨압축하중

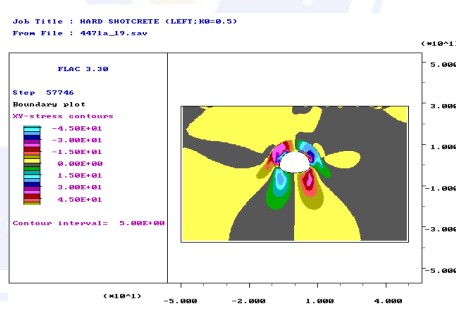


(f) 요소별 록볼트축력

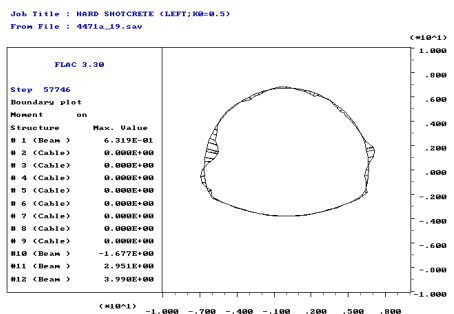
그림 16. 수치해석 결과의 분석



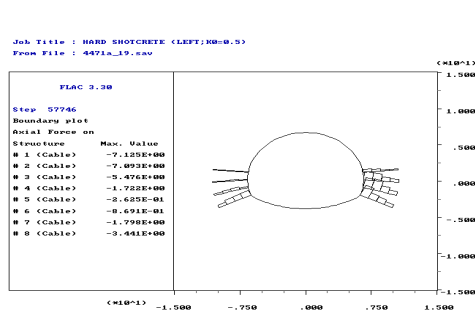
(a) 지반의 주응력도



(b) 지반의 전단응력도



(c) 터널의 내공변위



(d) 록볼트의 응력

그림 17. 최종단계 해석결과

## RECORD HISTORY

Rev.0('12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.

