

碩士學位論文

암반물성에 따른 제주도 무지보
공동 안정성에 대한 수치해석

濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

洪 宗 完

2009年 2月

암반물성에 따른 제주도 무지보 공동 안정성에 대한 수치해석

指導教授 南 正 萬

洪 宗 完

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함

2009年 2月

洪宗完의 工學 碩士學位 論文으로 認准함

審査委員長 _____ 印

委 員 _____ 印

委 員 _____ 印

濟州大學校 大學院

2009年 2月

**The Numerical Analysis of Stability of
Non-Supported Beam tunnel in Jeju Island
according to Rock Property**

**Jong-Wan Hong
(Supervised by Professor Jung-Man Nam)**

**A thesis submitted in partial fulfillment of the requirement for
the degree of Master of Engineering**

2009. 2

This thesis has been examined and approved

Thesis director, Sang-Jin Kim, Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Sang-Yeol Park, Prof. of Civil Engineering

Thesis director, Jung-Man Nam, Prof. of Civil Engineering

February, 2009

**Department of Civil & Ocean Engineering
GRADUATE SCHOOL
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY**

- 목 차 -

목 차	i
List of Tables	iv
List of Figures	vii
Summary	x
I. 서론	1
1. 연구배경 및 목적	1
2. 연구내용 및 범위	2
II. 이론적 배경	3
1. 터널굴착에 따른 지반의 거동	3
1) 초기응력	3
2) 터널 굴착 후 주위 암반의 응력상태	5
3) 터널굴착에 의한 하중전이 효과(arching effect)	7
4) 막장 진행 효과에 의한 영향	8
5) 터널지보재의 강성 및 설치 위치에 의한 영향	8
2. 암반-지보의 상호관계	10
1) 무지보 터널의 변위	10
2) 무지보 터널과 지보재의 변형특성	12
3) 암반-지보의 거동의 이동식	14
3. 암반공학적 지반조사	17
1) RMR 분류법	17
4. 수치해석	21
1) MIDAS/GTS의 개요	21
2) MIDAS/GTS의 해석 흐름	21
3) 해석방정식	22

III. 지반정수에 따른 수치해석	25
1. 해석적용 모델	25
1) 지형여건	25
2) 지질특성	26
2. 해석조건 및 방법	28
1) 실내암석시험과 RMR분류법을 이용한 강도 변수	28
2) 축압계수(K_v)	28
3) 탄성계수(E)	29
4) 내부마찰각(ϕ)	29
5) 점착력(c)	29
6) 토피고(H)	30
3. 해석모델링 및 지반 물성 결정	30
1) 해석모델링	30
2) 실내암석시험	32
3) 지반 물성치 결정	39
4) RMR 분류법	40
4. 기존 물성치와 비교	42
1) 실험치와 기존 현무암의 물성치 비교	42
2) 실험치와 기존 응회암의 물성치 비교	43
3) 실험치와 기존 스크리아의 물성치 비교	43
IV. 수치해석 결과 및 분석	44
1. 현무암 무지보 공동의 변위	44
1) 실내암석시험과 RMR분류법을 이용한 강도 변수	44
2) 축압계수에 따른 변위	48
3) 탄성계수에 따른 변위	49
4) 내부마찰각에 따른 변위	50
5) 점착력에 따른 변위	52
6) 토피고 변화에 따른 변위	54
2. 현무암 무지보 공동의 변위 거동 분석	56
3. 응회암 무지보무지보 공동의 변위	57

1) 실내암석시험과 RMR 분류법을 이용한 강도 변수	57
2) 측압계수에 따른 변위	59
3) 탄성계수에 따른 변위	61
4) 내부마찰각에 따른 변위	63
5) 점착력에 따른 변위	65
6) 토피고 변화에 따른 변위	67
4. 응회암 무지보 공동의 변위 거동 분석	69
5. 스큐리아 무지보 공동의 변위	70
1) 실내암석시험에 따른 변위	70
2) 측압계수에 따른 변위	72
3) 탄성계수에 따른 변위	74
4) 내부마찰각에 따른 변위	76
5) 점착력에 따른 변위	78
6) 토피고 변화에 따른 변위	80
6. 스큐리아 무지보 공동의 변위 거동 분석	82
7. 측압계수와 무지보 공동 형상에 따른 소성영역분포 특성	83
1) 현무암 무지보 공동	83
2) 응회암 무지보 공동	84
3) 스큐리아 무지보 공동	85
V. 결 론	86
VI. 참고문헌	89

- List of Tables -

Table 2.1 Basic RMR of RMR System	18
Table 2.2 Elasto-Plastic Materials	24
Table 3.1 Change of lateral pressure bearing	28
Table 3.2 Change of elastic modulus	29
Table 3.3 Change of internal friction	29
Table 3.4 Change of cohesion	29
Table 3.5 Change of the depth of cover	30
Table 3.6 Result of Absorption and Specific gravity test	32
Table 3.7 Result of Uniaxial compression test	34
Table 3.8 Result of Elastic modulus and Poisson's ratio	35
Table 3.9 Result of Uniaxial compression test	35
Table 3.10 Result of Triaxial compression test	36
Table 3.11 Result of Direct Shear test	38
Table 3.12 Material Properties	39
Table 3.13 Assessment of rock mass by RMR	40
Table 3.14 Synthetic assessment of rock mass by RMR	40
Table 3.15 Comparison of experimental data and assessment of rock mass by RMR	41
Table 3.16 Compare experimental data Jeju-Do with existing basalt	42
Table 3.17 Compare experimental data Jeju-Do with existing Tuff	43
Table 3.18 Compare experimental data Jeju-Do with existing Scoria	43
Table 4.1 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	44
Table 4.2 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	45
Table 4.3 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	46
Table 4.4 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	47

Table 4.5 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	48
Table 4.6 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	49
Table 4.7 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	50
Table 4.8 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	51
Table 4.9 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	52
Table 4.10 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	53
Table 4.11 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	54
Table 4.12 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	55
Table 4.13 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	57
Table 4.14 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	58
Table 4.15 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	59
Table 4.16 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	60
Table 4.17 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	61
Table 4.18 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	62
Table 4.19 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	63
Table 4.20 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	64
Table 4.21 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	65
Table 4.22 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	66

Table 4.23 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	67
Table 4.24 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	68
Table 4.25 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test	70
Table 4.26 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test	71
Table 4.27 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	72
Table 4.28 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	73
Table 4.29 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	74
Table 4.30 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	75
Table 4.31 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	76
Table 4.32 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	77
Table 4.33 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	78
Table 4.34 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	79
Table 4.35 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	80
Table 4.36 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	81
Table 4.37 Plastic region of Basalt underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing	83
Table 4.38 Plastic region of Tuff underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing	84
Table 4.39 Plastic region of Scoria underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing	85

- List of Figures -

Fig. 2.1 Propagation type of plastic region with stress ratio.	4
Fig. 2.2 Stress conditions around tunnel of elastic region	5
Fig. 2.3 Stress conditions around tunnel of elastic-plastic region	6
Fig. 2.4 Three dimensional ground behaviour around tunnel(Sinha, 1989)	7
Fig. 2.5 production of displacement according to going facing	8
Fig. 2.6 supported position of installation according to pressure distribution to foundation displacement foundation and supported in excavation of archetype tunnel	9
Fig. 2.7 Radial deformation in the roof and floor of an advancing tunnel.	10
Fig. 2.8 Relation between radial displacement and support pressure.	11
Fig. 2.9 Displacement curves for a tunnel in different stability conditions.	12
Fig. 2.10 Response of support system to tunnel displacement.	13
Fig. 2.11 Correlation of RQD and the modulus of elasticity ratio(Bieniawski)	19
Fig. 2.12 Constitutive relation of Elasto-Plastic	22
Fig. 3.1 Area of Sampling	25
Fig. 3.2 Panoramic of Tunnels(Dodubong, Dansan, Gamaorm)	26
Fig. 3.3 Model dimension of analysis	30
Fig. 3.4 Modeling of Numerical Analysis.....	31
Fig. 3.5 Absorption and Specific gravity.....	33
Fig. 3.6 Compressive strength of the Dodubong Basalt and Dansan Tuff.....	34
Fig. 3.7 Tensile strength of the Dodubong Basalt and Dansan Tuff	36
Fig. 3.8 Stress-Strain behavior of the Dodubong Basalt	37
Fig. 3.9 Stress-Strain behavior of the Dansan Tuff	37
Fig. 3.10 Direct shear test of the Gamaorm Scoria	38
Fig. 4.1 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	44
Fig. 4.2 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	45

Fig 4.3 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	46
Fig. 4.4 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	47
Fig. 4.5 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	48
Fig. 4.6 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	49
Fig. 4.7 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	50
Fig. 4.8 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	51
Fig. 4.9 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	52
Fig. 4.10 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	53
Fig. 4.11 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	54
Fig. 4.12 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	55
Fig. 4.13 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	57
Fig. 4.14 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.	58
Fig. 4.15 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	59
Fig. 4.16 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	60
Fig. 4.17 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	61
Fig. 4.18 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus ..	62
Fig. 4.19 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	63
Fig. 4.20 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	64
Fig. 4.21 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	65

Fig. 4.22 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	66
Fig. 4.23 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	67
Fig. 4.24 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	68
Fig. 4.25 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test	70
Fig. 4.26 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test	71
Fig. 4.27 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	72
Fig. 4.28 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing	73
Fig. 4.29 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus	74
Fig. 4.30 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus ..	75
Fig. 4.31 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	76
Fig. 4.32 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction	77
Fig. 4.33 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion	78
Fig. 4.34 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion	79
Fig. 4.35 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	80
Fig. 4.36 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover	81

Summary

The change of rock property is an important variable for the stability of non-supported beam tunnel. It is necessary to interpret with property proper to ground condition for the accuracy of interpreting the stability, but only a few studies on volcanic rock in Jeju Island have done, and these are containing the changeability or uncertainty according to soil condition.

This study compared existing data with the stability of tunnel according to the property of a sample ore collected from volcanic rock of non-supported beam tunnel distributed in Jeju Island with laboratory test of rock and RMR mass classification, and carried out the numerical analysis of tunnel's stability according to rock property with MIDAS/GTS Finite Element Analysis Program. As the result of analyzing basalt of non-supported beam tunnel, it indicated smaller strength parameter than existing data, and the value from laboratory test of rock was greater than strength parameter by RMR mass classification, it can be considered that deformation behavior by RMR mass classification is considerably generated. And as the result of analyzing deformation behavior, it is considered that the change on depth criterion has the greatest influence on the stability of cavity.

As the result of analyzing volcanic tuff of non-supported beam tunnel, strength parameter by RMR mass classification is great, thus it has an influence on deformation behavior, and it is considered that existing calculation had excessive strength parameter. And as the result of analyzing deformation behavior, it is considered that the change on internal friction angle has the greatest influence on the stability of tunnel.

As the result of numerical analysis of scoria in non-supported beam tunnel, it has higher risk even now, and it is considered that there will be instantaneous destruction due to environmental factor such as the change of rock property.

I. 서론

1. 연구배경 및 목적

대한민국이 지형은 70%이상이 산으로 이루어져 있으며, 상대적으로 국토의 절대면적이 부족한 실정이다. 그리고 전세계적으로 지상공간의 부족한 상황에서 국토의 효율적인 개발을 위하여 지하공간에 지하철, 도로 등 각종 교통시설뿐만 아니라 에너지 비축기지 등 지하공간의 개발 분야 범위가 확대되고 있다. 지하공간의 안전한 구축을 수행하기 위하여 지반조사, 설계, 시공 및 계측 등의 각 분야에서 암반평가, 거동분석 및 안정성 해석은 정확성을 필요로 하고 있으나, 다른 지질조건을 갖는 지반의 특성상 예측할 수 없는 불확실성과 가변성을 내포하고 있다.

국내의 암반에 관한 자료는 대부분이 내륙에 분포하는 암반에 관한 자료인 반면, 제주도 화산암에 대한 기초자료들이 부족한 실정이며, 수치해석 시 입력치의 부족을 경험에 의존하는 경향을 보이고 있다. 최근 제주도에서는 오름 등에 분포하고 있는 무지보 공동에 대한 역사유적이거나 관광자원으로 활용하려고하나 무지보 공동의 안정성에 대하여 분석하고 해석한 내용들이 미비한 실정이다.

이와 같이 제주도 화산암과 무지보 공동에 대한 공학적 연구가 부족한 상황에서 이후 대규모적인 지하공간 개발 시 많은 시행착오를 사전에 차감하기 위하여 화산암과 무지보 공동에 대한 역학적 특성 및 암반공학 특성들을 정리하고 규명하는 작업이 요구되고 있다.

본 연구에서는 제주도 화산암에 대한 암반특성을 정리하고 이 암반으로 구성된 무지보 공동의 수치해석을 통한 안정성을 제시하려고 한다.

2. 연구내용 및 범위

본 연구에서는 제주도 오름 등에 분포하고 있는 무지보 공동에 대한 수치해석을 실시하였다. 화산암인 현무암, 응회암, 스크리아 무지보 공동에서 시료를 채취하고 실내암석시험을 실시하여 산출된 암석의 물성치를 이용, 그리고 현장RMR 분류법이 강도 정수를 비교 수치해석을 실시하여 무지보 공동의 안정성을 분석하였다.

그리고 축압계수를 증감시키고, 탄성계수, 내부마찰각, 점착력에 대한 이론치와 실험치를 대입하고 지형조건인 토피고를 $\pm 50\%$ 증감하여 무지보 공동의 거동변위를 분석하고 무지보 공동 형상에 따른 소성영역분포를 확인하였다. 이를 수행하기 위하여 수치해석에 MIDAS/GTS를 이용하여 연구를 수행하였다.

II. 이론적 배경

1. 터널굴착에 따른 지반의 거동

1) 초기응력

터널을 굴착하기 이전에는 지반은 정역학적 평형상태에 있다. 이러한 평형상태에 있는 지반내의 응력을 초기응력이라고 한다. 초기응력의 분포는 피복두께, 지형 및 지질구조 등의 영향을 받는다. 지반의 초기응력은 우선 자체 하중에 좌우되며, 조산운동 등의 지질구조에 의한 응력 등의 영향을 받지 않는 수평지반에서 임의 깊이 h 에서의 연직응력(σ_v) 및 수평응력(σ_h)은 다음식과 같다.

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \sigma_h \cong K_0 \cdot \sigma_v \quad (2.1)$$

측압계수는 암반의 포아송 비를 ν 라고 하면, 탄성이론에 근거하여 다음식과 같다.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(\nu-1)} \quad (2.2)$$

터널의 갱구와 같이 평면변형을 상태로 간주할 수 없는 경우 터널 갱구 부근에서는 변형으로 인해 지표면에서는 터널 축방향 응력이 0으로 되기 때문에 이 상태를 나타내는 계수 s 는 지표면에서 $s=1$, 터널 전방에서 $s=0$ 으로 된다. 이 경우 갱구 부근의 측압계수는 다음식과 같다.

$$K_0 = 1 - \frac{s}{(s+\nu-1)} \quad (2.3)$$

한편 대심도에서는 조산운동으로 인한 잔류응력 때문에 탄성이론에 근거한 축압계수를 적용할 수 없는 경우가 있다. 터널의 거동은 초기응력 상태가 좌우하므로 이러한 경우에는 현장실험을 통해 축압계수를 결정하여야 한다.

이와 같이 축압계수의 변화에 따른 터널 등 무지보 공동의 소성영역의 분포 위치는 다음 Fig. 2.1과 같다.

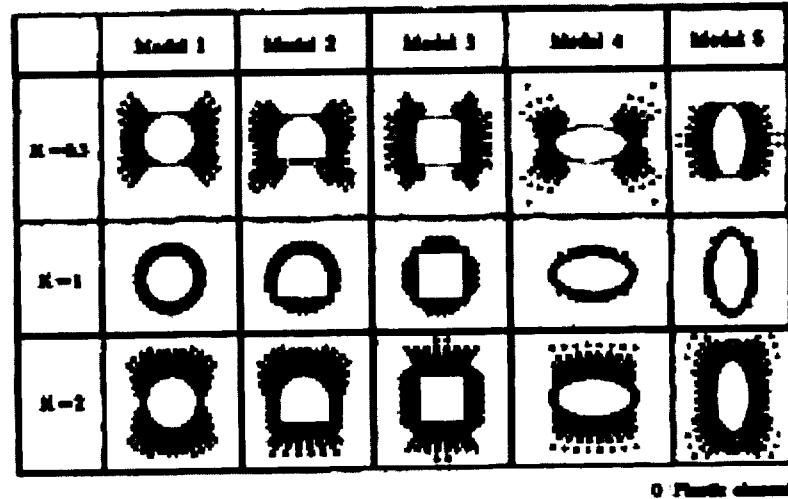


Fig. 2.1 Propagation type of plastic region with stress ratio.

2) 터널 굴착 후 주위 암반의 응력상태

터널굴착은 응력 해방을 통해 주변 지반의 변형을 일으켜 응력 재분배를 발생시킨다. 굴착으로 인한 지반의 응력-변형 관계는 상호 연관되어 있으며 이는 곧 지보재 설계에 매우 큰 영향을 미친다. 따라서 보다 효율적인 터널 설계를 위해서는 터널굴착으로 인한 지반의 응력 상태를 예측하고 이를 설계에 반영하는 과정이 매우 중요하다.

(1) 탄성 상태의 터널주변 응력

원형터널이 굴착될 경우 탄성이론에 의한 터널 주변의 응력 상태는 Fig. 2.2와 같다. 즉, 터널벽면에서는 터널 중심에서의 초기응력(p_2)의 2배의 해당하는 접선응력($\sigma_\theta = 2p_2$)과 영의 방사응력($\sigma_r = 0$)이 발생하게 되므로 터널 벽면에는 전단응력 $\tau = \sigma_\theta - \sigma_r = 2p_2$ 가 발생하게 된다.

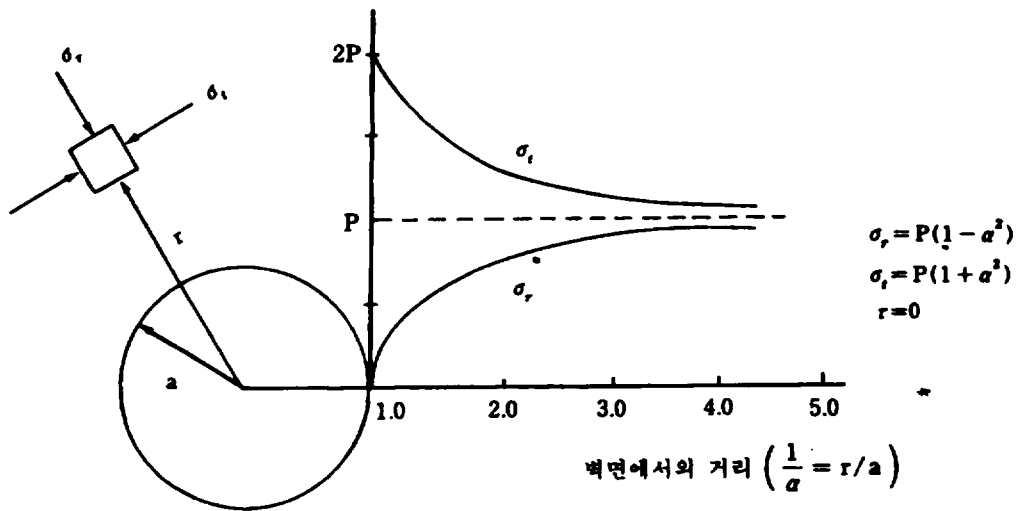


Fig. 2.2 Stress conditions around tunnel of elastic region

따라서 터널 벽면에서는 접선응력($\sigma_\theta = 2p_2$)을 축응력으로 하는 일축압축상태에 있는 것을 알 수 있으며, 터널 벽면 근방의 지반 파괴여부는 지반의 일축압축강도와 전단력의 비교를 통해 파악할 수 있다.

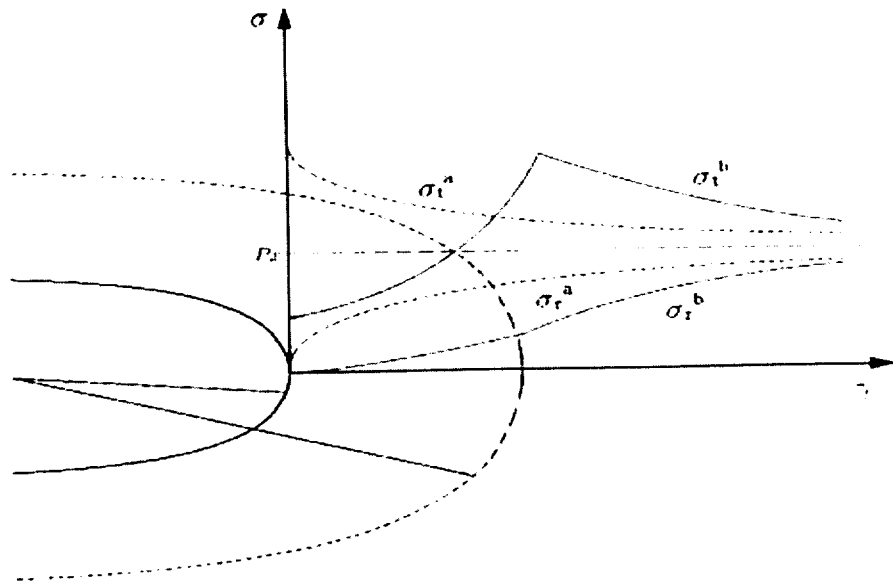


Fig. 2.3 Stress conditions around tunnel of elastic-plastic region

(2) 탄소성 상태의 터널 주변응력

터널 굴착으로 인해 지반 매체에 형성되는 응력상태가 탄성한계를 초과할 경우 지반은 소성변형을 일으키며, 이러한 경우 터널 주변의 응력 상태는 탄성 지반에서의 그것과 상당한 차이를 보인다. Fig. 2.3은 탄소성 상태의 터널 주변 응력을 도식적으로 보여주고 있는데, 여기서 알 수 있는 것은 이완영역에서는 탄성 지반에서의 그것보다 현저히 큰 접선응력이 발생하며, 최대 응력집중은 터널벽면이 아니라 이완영역 밖에서 발생함을 알 수 있다. 이는 이완영역이 크면 클수록 응력 재분배로 인해 터널 주변응력이 초기응력보다 현저히 증가됨을 의미한다.

3) 터널굴착에 의한 하중전이 효과(arching effect)

터널굴착 시공 중 막장 근처에서는 3차원적 구조가 형성되며 이에 따라 막장으로부터 떨어진 거리와 관계없이 터널축과 직각방향으로 지반의 아칭현상(arching effect)이 발생하며 여기에 추가하여 터널축에 평행한 방향으로도 아칭현상이 발생한다. 이러한 두 개 이상의 평면안에서 발생하는 하중전이 현상은 지반하중을 3차원적으로 분산시켜 터널 주변과 막장 전면에서도 변위가 발생한다. Fig. 2.4는 터널막장에서의 3차원 거동에 대해 도식화하여 나타낸 것이다.

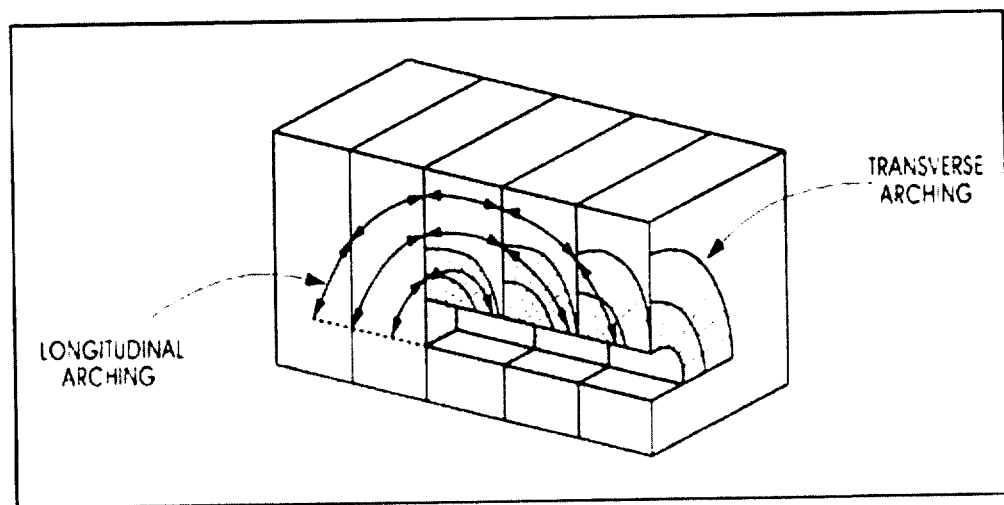


Fig. 2.4 Three dimensional ground behaviour around tunnel(Sinha, 1989)

4) 막장 진행 효과에 의한 영향

지반내에 터널의 굴착이 시작되면 막장면 전방에서부터 변위가 발생하고 굴착된 막장면에서는 이미 전체 침하량의 어떠한 비율로 침하가 발생되며, 막장면이 통과한 후방에서는 최종변위로 수렴하게 된다. Fig. 2.5는 막장 진행에 따른 변위를 나타낸 것이다.

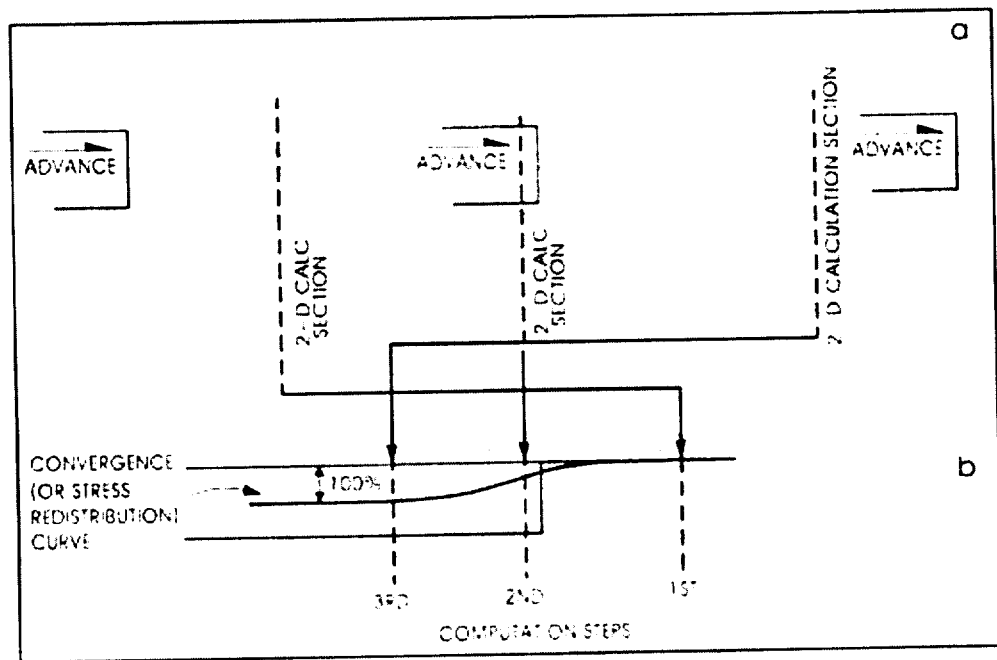


Fig. 2.5 production of displacement according to going facing

5) 터널지보재의 강성 및 설치 위치에 의한 영향

터널굴진은 지반굴착과 지보재 설치의 공정이 교대로 병행되며 계속 진행된다. 지보재가 터널 막장 근처에 바로 설치되면 터널 굴진이 계속됨에 따라 터널 막장부에 지지되고 있던 하중의 일부가 지보재에 전단한다. Fig. 2.6은 지보재 설치에 의한 변위 형태 및 지보재가 설치되지 않은 경우와 설치된 경우의 변위 및 지보압력 분포를 각각 나타내고 있다.

터널 막장 부근 굴착부에서의 지반에 작용하는 압력(P_0)분포형태를 보면 P_0 의

최대치는 막장 뒤편 먼 부근($F=0$ 인 지점), P_0 의 최소치($P_s=0$)는 막장으로 부터 앞쪽 먼 부근($F=1$ 인 지점)에서 각각 나타나고 있고 아래 그림에서 보인 변위 변화 형태와 비교하여 볼 때 거울영상(mirror image)에 해당됨을 알 수 있다. 또한 지보재에 작용하는 압력(P_s)의 변화 형태를 살펴보면 $P=(1-F)P_0$ 의 막장 부근 지점에서는 $P_s=0$ 이며, 터널굴착이 진행되어 지보재가 막장에서 충분히 멀리 떨어져 있을 경우 ($F=0$ 지점)에 P_s 는 최대치를 나타냄을 알 수 있다.

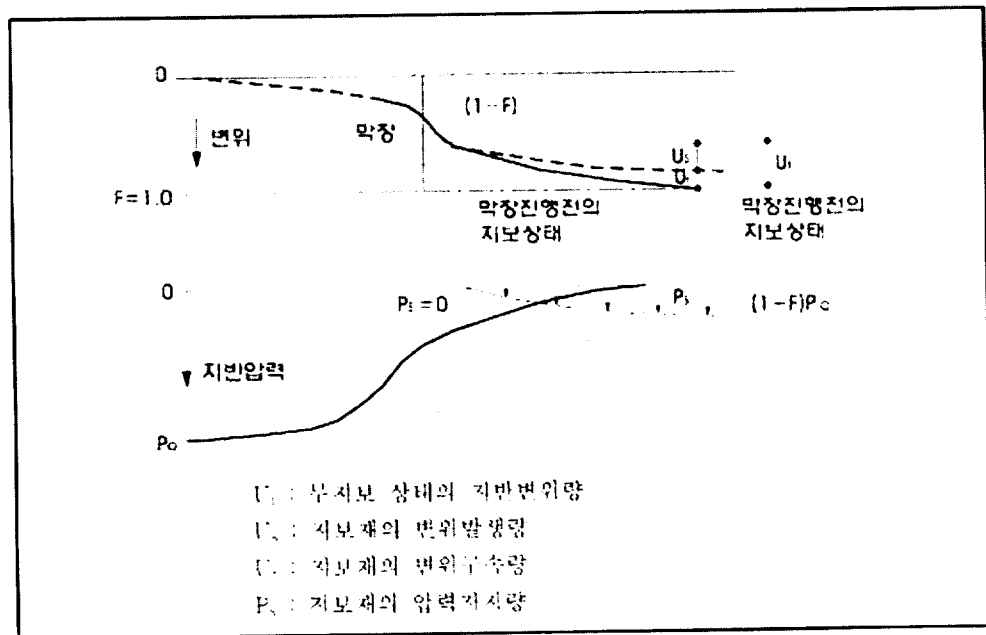


Fig. 2.6 supported position of installation according to pressure distribution to foundation displacement foundation and supported in excavation of archetype tunnel

2. 암반-지보의 상호관계

1) 무지보 터널의 변위

터널 굴착 후 락볼트나 슛크리트 라이닝 등의 지보가 설치되기 전까지는 막장면의 암반에 의해 지지된다. 이때 발생하는 반경방향 변위는 Fig. 2.7과 같다. 암반에서 측정된 변위는 막장면에서 무지보 공동의 반경거리만큼의 전방에서부터 시작되어 막장으로 가면서 점점 증가하여 무지보 공동의 굴착이 진행하여 측정점이 무지보 공동 직경의 1.5배 후방에서 최대변위에 도달한다. 측정점이 무지보 공동의 막장면과 일치할 때 반경방향의 변위가 최대변위의 약 1/3정도가 된다.

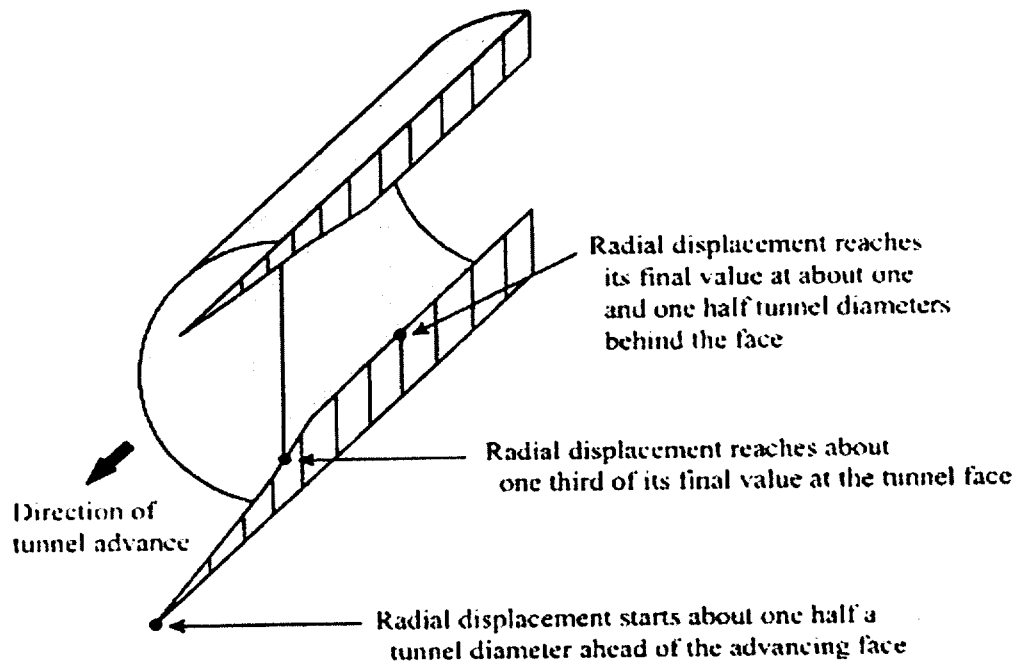


Fig. 2.7 Radial deformation in the roof and floor of an advancing tunnel.

암반이 탄성거동을 보인다면 변위는 Fig. 2.8의 점선을 따라 발생 할 것이지만 소성파괴가 발생하면 소성변형이 추가되어 전체변위는 실선을 따라 발생하게 된다.

여기서 무지보 공동 주변 암반의 소성파괴는 터널의 붕괴를 의미하지는 않는다. 소성영역의 두께가 무지보 공동의 반경에 비해 작다면 암반은 여전히 상당한 강도를 가지고 있으며 적은 양의 균열 또는 국부적인 파괴나 교란이 파괴의 증거가 될 뿐이다. 반면에 큰 소성영역이 형성되고 무지보 공동 벽면에서 큰 변위가 발생한다면 암반이 느슨해지고 지보설치에 의한 변형 억제 조치가 없을 경우 무지보 공동의 붕괴를 초래하게 된다.

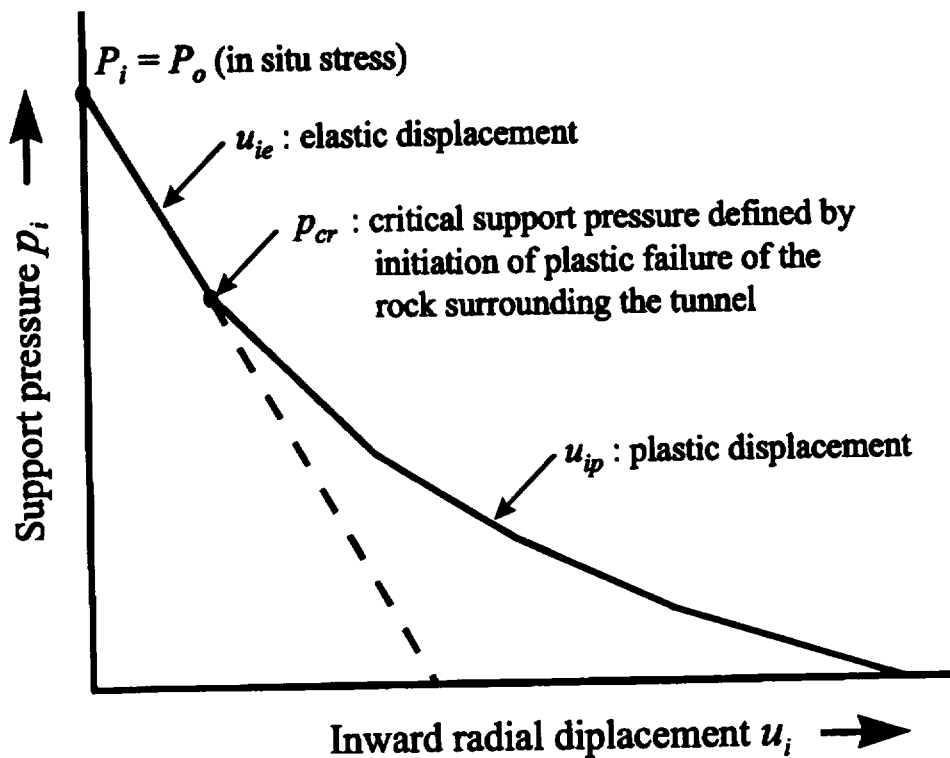


Fig. 2.8 Relation between radial displacement and support pressure.

지보의 중요한 역할은 무지보 공동 벽면에서 무지보 공동 내부로 향하는 변위를 제어하고 붕락을 가져올 수 있는 암반의 느슨해짐을 방지하는 것이다. 락볼트, 슛크리트 라이닝 그리고 스틸셀과 같은 지보의 설치는 무지보 공동 주변 암반의 파괴를 방지하는 것이 아니라 Fig. 2.9와 같이 무지보 공동의 변위를 제어하는 역할을 한다.

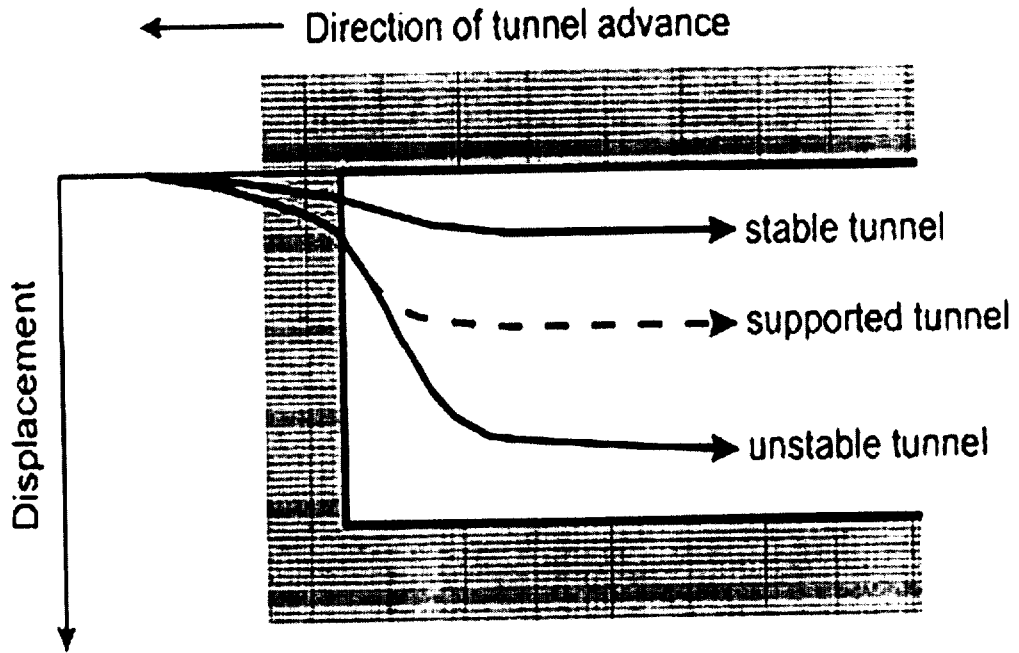


Fig. 2.9 Displacement curves for a tunnel in different stability conditions.

2) 무지보 터널과 지보재의 변형특성

Fig. 2.7과 Fig. 2.9와 같이 막장면에서는 총변형량의 약 1/3이 발생한다. 게다가 막장면과 가장 근접한 위치에 설치된 지보요소와 일정한 거리를 두고 굴착공정이 이루어지기 때문에 이 변형은 회복될 수 없다. 따라서 지보가 변형 억제효과를 발휘하기 전에 암반의 변형이 발생하며 이를 u_{so} 라고 하였다. 지보재가 설치되고 암반과 완전한 접촉이 이루어진다면 지보재는 Fig. 2.10에서와 같이 탄성적으로 변형을 일으킨다. 여기서 u_{sm} 은 지보재의 최대탄성변위이고 p_{sm} 은 최대 지보압으로서 지보재의 항복점에 해당한다.

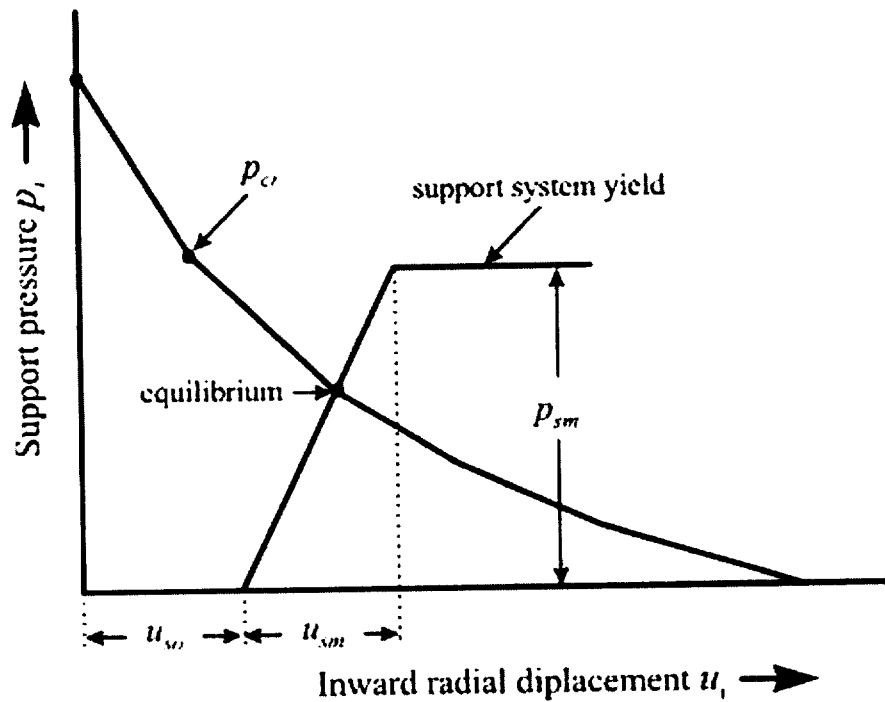


Fig. 2.10 Response of support system to tunnel displacement.

무지보 공동의 닫힘(closure)에 반응하는 지보재의 변형은 지보재와 무지보 공동 주변 암반의 특성 및 초기 현장응력에 의존한다. 지보반응곡선이 암반반응곡선과 만나면 평형을 이룬다. 그러나 지보재가 늦게 설치되면(즉 Fig. 2.9에서 u_{s0} 가 크다면) 과도한 소성변형에 의한 암반의 느슨해짐을 회복시킬 수 없을 정도가 된다. 한편, 지보재의 저항능력이 부족하면(즉 Fig. 2.10에서 p_{sm} 이 작다면) 암반 반응곡선과 교차하기 전에 지보재의 항복상태가 발생한다. 부적당한 지보는 대부분 이 두 가지 조건에 기인한다. Fig. 2.10에서 나타낸 곡선을 결정하는데는 여러 가지 변수가 영향을 주기 때문에 단순한 정수압 상태의 원형무지보 공동이라 할 지라도 지보재의 선택 기준은 간단하지 않다. 그러므로 초기 현장응력 수준, 암반의 강도, 지보재 특성 등이 조합된 매개변수 연구에 의해 지보재 선택 기준이 마련되어야 한다.

3) 암반-지보의 거동의 이동식

지하구조물을 위해 암반이 굴착될 때 굴착 전 지반응력은 굴착에 의해 재분배되고 새로운 평형상태로 조정된다. 이런 응력의 변화는 변위를 발생시키고 굴착된 지반의 변위는 굴착대상 암반의 물성, 굴착방법 그리고 무지보 공동의 크기 등에 의존한다. 암반-지보 반응거동은 많은 인자들이 개입하고 있기 때문에 이론적으로 매우 복잡한 문제에 속한다. 암반-지보 반응거동을 분석하기 위하여 Hoek와 Brown(1980)은 다음과 같은 이론을 제시하였다. Hoek와 Brown은 정수 압P_o 가 작용하는 원형 무지보 공동에서 발생하는 굴착에 의한 무지보 공동의 변위를 산정하였다. 여기서 암반의 초기 물성치는 선형탄성으로 취급하였고 파괴기준은 식(2.4)와 같다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (2.4)$$

여기서, σ_1 은 최대주응력, σ_3 는 최소주응력, σ_c 는 일축압축강도이며 m과 s는 암반의 파괴특성계수이다. 일차 파괴 이후 암반의 물성치를 완전소성으로 취급하여 식(2.4)에서 m과 s를 소성 파괴특성계수인 m_s 과 s_s 로 대체하였다. 터널 주변에 발생하는 소성대와 그 외곽의 탄성영역간의 경계(interface)에 평형조건을 적용하면 소성영역의 범위 및 터널의 변위량을 계산할 수 있다. 이 일련의 과정에 사용되는 식들을 정리하면 다음과 같다.

$$M = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{m}{4} \right)^2 + m \frac{P_o}{\sigma_c} + s \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8} \quad (2.5)$$

$$D = \frac{-m}{m + 4 \left[\frac{m}{\sigma_c} (P_o - M\sigma_c) + s \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.6)$$

$$N = 2 \left[\frac{P_o - M\sigma_c}{m_r \sigma_r} + \frac{s_r}{m_r^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.7)$$

$P_i > P_o - M\sigma_c$ 일 경우 (터널 주변의 변형이 탄성적일 때)

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{(1+\nu)}{E} (P_o - P_i) \quad (2.8)$$

여기서 u_i 는 반경방향변위, r_i 는 무지보 공동의 반경, ν 는 포아송비, E 는 탄성 계수이며 P_i 는 지보압이다.

$P_i < P_o - M\sigma_c$ 일 경우, 즉 터널 주변에 소성파괴가 발생할 때는 다음과 같다.

$$\frac{u_e}{r_e} = \frac{(1+\nu)}{E} M\sigma_c \quad (2.9)$$

$$\frac{r_e}{r_i} = e^{N-2 \left(\frac{P_i}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (2.10)$$

여기서 R_e 는 탄성영역의 반경이고 U_e 는 탄성경계에서의 반경방향 변위이다.

$$\frac{u_i}{r_i} = 1 - \left[\frac{1 - e_{av}}{1 + A} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

여기서 e_{av} 와 A 는 식(2.12)와 식(2.13)과 같이 구해지며 식. R 은 $\frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3}$ 일 경

우는 $2Dn \frac{r_e}{r_i}$ 이고 $\frac{r_e}{r_i} > \sqrt{3}$ 일 경우는 1.1D이다.

$$e_{av} = \frac{2 \left(\frac{u_e}{r_e} \right) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2}{\left(\left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 - 1 \right) \left(1 + \frac{1}{R} \right)} \quad (2.12)$$

$$A = \left(2 \frac{u_e}{r_e} - e_{av} \right) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 \quad (2.13)$$

결국 식(2.8)과 식(2.11)에 의해 지보압에 따른 터널 주변의 암반거동이 계산되어진다. 그리고 숏크리트 지보에 대해서는 먼저 숏크리트의 강성도와 최대지보압을 식(2.14)과 식(2.15)에 의해 결정한 후 식(2.16)에 의해 지보압에 대한 변위를 계산할 수 있다.

$$k_c = \frac{E_c \{ r_i^2 - (r_i - t_c)^2 \}}{(1 + \nu_c) \{ (1 - 2\nu_c) r_i^2 + (r_i - t_c)^2 \}} \quad (2.14)$$

$$P_{sm} = \frac{1}{2} \sigma_{c.sc} \left[1 - \frac{r_i^2}{(r_i + t_c)^2} \right] \quad (2.15)$$

$P_i < P_{sm}$ 일 경우는 식(2.16)과 같다.

$$u_i = u_{so} + \frac{r_i}{k} P_i \quad (2.16)$$

여기서 E_c 는 숏크리트의 탄성계수, t_c 는 숏크리트의 두께이고, ν_c 는 숏크리트의 포아송비 그리고 $\sigma_{c.sc}$ 는 숏크리트의 일축압축강도를 나타내며 u_{so} 는 지보 설치전의 초기변형이다.

3. 암반공학적 지반조사

1) RMR 분류법

RMR 분류법은 1972~1973년에 Z .T. Bieniawski 의해 제안되었으며 Lauffer(1959)의 무지보 자립시간 분류법이나 Wickham 등 (1972)의 RSR 분류법을 기초로 개발되었다. RMR 분류법은 초기에는 터널과 광산용으로 개발되었지만 다양한 범위까지 적용범위가 넓어졌다. RMR 분류법으로써 조사 암반에 대한 암반의 등급뿐만 아니라 터널의 유지 시간, 반압, 터널 최대 폭, 암반의 변형계수, 암반의 점착력과 내부마찰각 등 암반의 물리적 성질의 값도 경험식에 의해 유도될 수 있으며 다른 암반 분류법과도 대비할 수 있다.

이 공학적 분류방법은 현장에서 측정이 가능하며 또 시추자료로부터 구할 수 있는 다음 6가지 변수를 이용하여 구한다.

- ① 무결암의 일축압축강도 (Deere, Miller 등이 제안한 분류표 적용)
- ② RQD (Deere가 제시한 구분 적용)
- ③ 불연속면의 간격 (Deere가 제시한 구분 적용)
- ④ 불연속면의 상태
- ⑤ 지하수의 상태 (Wickham, Tiedemann 과 Skinner가 채용한 개념에 따라 중요도에 의한 평점을 사용)

Table 2.1 Basic RMR of RMR System

분류기준			값의 범위						
1	무결압 강도 (MPa)	점하중 강도지수	>10	4~10	2~4	1~2	이 범위에서는 일축압축강도시험 사용		
		일축압축 강도	>250	100~250	50~100	25~50	5~2 5	1~5	< 1
	점수	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.(%)		90~100	75~90	50~75	25~50	<25		
	점수		20	17	13	8	3		
3	불연속면의 간격(m)		>2	0.6~2	2~6	0.6~2	< 0.6		
	점수		20	15	10	8	5		
4	불연속면의 상태		매우 거 친 표면 불연속 이 다 . 분 리 가 없 음 풍 화 되 지 않 은 모 압	약간 거친 표면 간극 < 1mm 약간 풍화된 표면	약간 거친 표면 간극 < 1mm 약간 풍화된 표면	평활면 혹은 충전물 <5mm 두께 혹은 간극 1~5m m 연속적	연한 충전물 >5mm 두께 혹은 간극 >5mm 연속적		
	점수		30	25	20	10	0		
5	지 하 수	10m 터널 당 유입 (ℓ/분)	없음	< 10	10~20	25~125	>125		
		절리수수압/ 최대주응력	0	< 0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	> 0.5		
		일반적 상태	완전 건조	약간 습함	젖음	물이 떨어짐	물이 흐름		
	점수		15	10	7	4	0		

(1) 암석의 실내시험을 통한 보정법

암석의 실내시험을 통해 구한 암석의 변형계수를 이용하여 암반의 변형계수를 예측할 수 있다. 예를 들면, RQD와 변형계수 감소비(EM/EL)의 상관관계가 이용되기도 한다. 여기서 EM은 암반의 변형계수이며 EL은 암석 즉 무결암을 이용하여 실내 실험실에서 측정된 변형계수이다. 암반의 변형계수 추정에 있어서 치수효과(scale effect)에 대한 최근 연구 결과(Heuze, 1980)를 살펴보면, 실내 시험으로 측정된 암석의 변형계수는 평균적으로 암반의 변형계수보다 2.5배 높다는 사실이 밝혀졌다. RQD와 변형계수 감소비(EM/EL)의 상관관계를 나타내면 Fig.2.11과 같다.

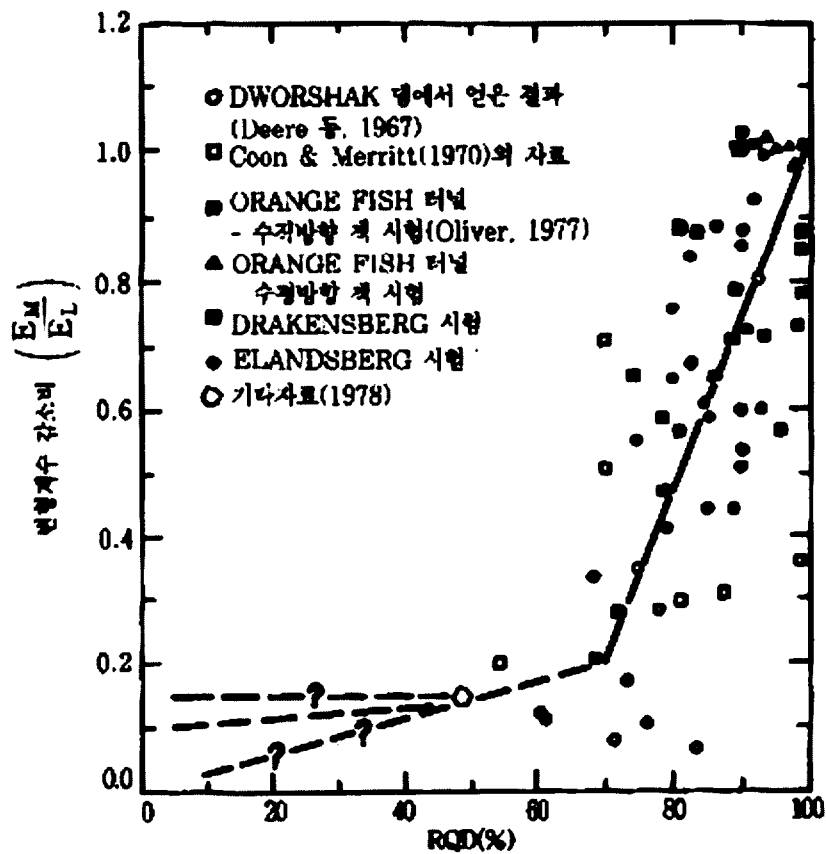


Fig. 2.11 Correlation of RQD and the modulus of elasticity ratio(Bieniawski)

(2) 암반분류를 이용한 변형계수

- Bieniawski(1978)의 제안식

Bieniawski(1978)는 사례분석을 통하여 모델링을 위한 변형계수를 산정하는 식 (2.19)을 제안하였다. 이 식은 RMR이 50보다 큰 경우 18.2%의 오차범위 내에서 허용되는 것으로 알려져 있으며, RMR이 50이하인 경우에는 달리 적용되어야 한다.

$$E_m = 2R - 100 \text{ (GPa)} \quad (2.19)$$

(단, RMR > 50)

- Serafim & Pereira(1983)의 제안식

Serafim과 Pereira(1983)는 댐 기초에 관련된 여러 가지 사례분석을 바탕으로 변형률의 측정치를 통한 역해석으로부터 다음의 식 (2.20)을 제안하였고, 이 식은 RMR이 50 이하일 경우에 대하여 Bieniawski의 제안식을 보완하고 있다.

$$E_m = 10^{\frac{R-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad (2.20)$$

(단 RMR < 50)

- Trueman(1998)의 제안식

Trueman(1998)은 여러 사람들에 제안된 갖가지 감쇠지수들을 바탕으로 RMR을 이용하여 다음과 같이 강도 변수에 대한 식을 제안하였다.

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.5 \exp(0.06R) \text{ (MPa)} \\ C &= 0.25 \exp(0.05R) \text{ (MPa)} \\ \phi &= 0.5R + 5 \text{ (degree)} \end{aligned} \quad (2.21)$$

4. 수치해석

1) MIDAS/GTS의 개요

터널해석에 사용되고 있는 수치해석 프로그램을 살펴보면, 탄성보해석(Beam on Elastic Analysis)에 근거하여 토압을 입력치로 사용하는 WALLAP, EXCAD 등이 있으며, 유한차분법에 근거한 FLAC, 한계상태모델(Critical State Mode)을 바탕으로 한 CRIPS, 개별요소법에 근거한 UDEC(Universal Distict Element Code), 그리고 유한요소법에 근거한 DIANA, ABQUS, 2(3)- σ , PENTAGON 등이 있다. 이러한 프로그램 중 연속체 역학에 근거한 유한요소법 또는 유한차분법 등이 지반굴착에 따른 지반의 응력-변형상태, 지반의 움직임, 터널 거동에 대한 세부적인 고찰이 가능하다는 장점이 커서 매우 활발히 적용되고 있다.

본 연구에서는 3차원 유한요소법(FEM)으로써, 해석프로그램 MIDAS/GTS를 이용하여 해석을 실시하였다. MIDAS/GTS는 국내 건설관련 소프트웨어 업체에 의해 개발되었으며 컴퓨터 그래픽과 해석기술 등이 집적되어 만들어진 지반 및 터널해석 전용 프로그램으로써, 다양한 해석가능 및 재료 모델링이 가능하고 탁월한 계산 용량과 해석속도의 장점을 가지고 있다.

2) MIDAS/GTS의 해석 흐름

일반적인 GTS의 해석흐름은 다음과 같다.

- A.기하 모델링(Geometry Modeling)
- B.요소망 생성(Mesh Generation)
- C.해석조건의 부여(Analysis Condition)
- D.해석(Analysis)
- E.결과 분석(Post-processing and Result Evaluation)

이러한 작업흐름을 3차원 터널에 대해 간단한 시공단계 해석의 예를 살펴보면, GTS에서는 기본적으로 해석 대상을 표현하는 Geometry데이터를 먼저 작성한

후, 이를 기반으로 요소망 생성과 같은 후속 작업을 수행한다. 작성한 Geometry 데이터에 요소망을 생성한다. 일반적으로 Hexa(육면체) Mesh의 해석결과가 우수하기 때문에 이를 사용하는 것이 바람직하지만, Geometry 형상이 복잡한 경우에는 Auto-mesh 기능으로 Tetra(사면체) Mesh를 생성하여 사용할 수도 있다.

그리고 물성치, 하중, 경계조건을 입력한다. C의 해석조건의 부여에 맞게 해석을 수행하고, 결과를 분석한다.

MIDAS/GTS는 유한요소법(FEM)을 기초로 하여 성토, 굴착 및 재료변화 등이 포함된 시공단계 해석과 정상/비정상 침투류 해석은 물론 각종 일반 정적/동적해석 등 지반 및 터널구조물 해석에 필요한 모든 해석 기능을 제공한다.

3) 해석방정식

MIDAS/GTS의 탄-소성 모델은 탄성, 완전-소성 관계를 묘사한다. 이 모델에 대한 전형적인 응력-변형률 곡선이 Fig. 2.12와 같이 나타난다. 응력은 항복점에 도달할 때까지 변형률에 직접적으로 비례한다. 항복점을 넘으면 응력-변형률 곡선은 완전히 수평이 된다.

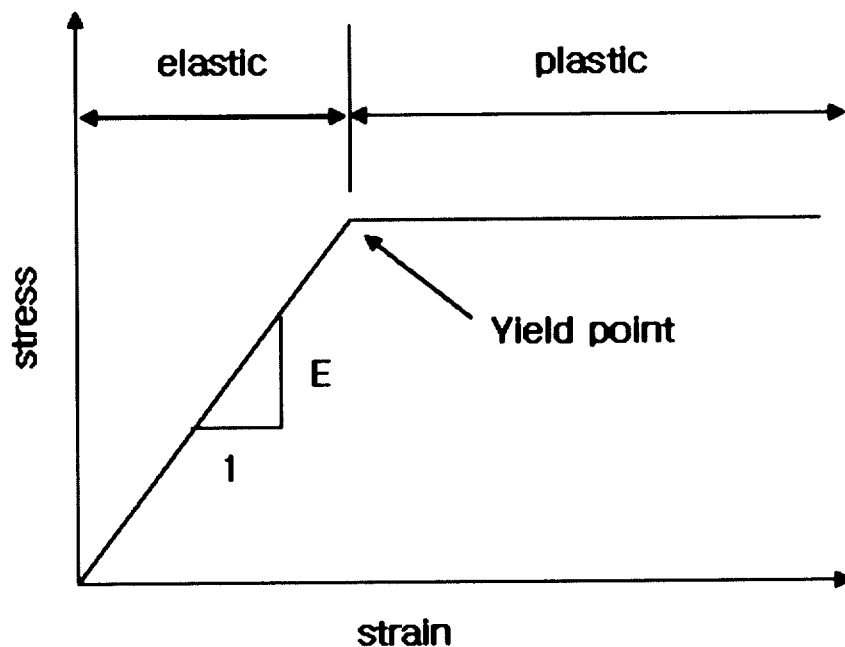


Fig. 2.12 Constitutive relation of Elasto-Plastic

(1) 항복기준

MIDAS/GTS는 탄-소성 재료에 대한 항복함수로써 Mohr-Coulomb, Tresca, von Mises, Drucker-Prager 그리고 Hoek-Brown 항복기준을 사용할 수 있다. 각각의 항복함수는 식 2.22~2.26과 같다.

Mohr-Coulomb에 의한 항복함수식은 다음과 같다.

$$F(\underline{\sigma}) = \frac{\sin\Phi}{3} + \sqrt{J_2} \left(\cos\theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\Phi \right) - c \cos\Phi = 0 \quad (2.22)$$

Tresca에 의한 항복함수식은 다음과 같다.

$$F(\underline{\sigma}) = \sqrt{2J_2} \cos\theta - \sigma_Y = 0 \quad (2.23)$$

von Mises에 의한 항복함수식은 다음과 같다.

$$F(\underline{\sigma}) = \sqrt{3J_2} - \sigma_Y = 0 \quad (2.24)$$

Drucker-Prager에 의한 항복함수식은 다음과 같다.

$$F(\underline{\sigma}) = \frac{2\sin\Phi}{\sqrt{3}(3-\sin\Phi)} I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{6c \cos\Phi}{\sqrt{3}(3-\sin\Phi)} = 0 \quad (2.25)$$

Hoek-Brown에 의한 항복함수식은 다음과 같다.

$$F = -\frac{m\sigma_c}{3} I_1 + m\sigma_c \sqrt{J_2} \left(\frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta + \cos\theta \right) + 4J_2 \cos^2\theta - s\sigma_c^2 = 0 \quad (2.26)$$

여기서,

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z : 1차 응력 불변량$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2$$

: 2차 편향응력 불변량

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) : lode \angle$$

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2$$

: 3차 편향응력 불변량

- (s_x, s_y, s_z) : 편향응력 ($= \sigma - \sigma_{mean}$)
 σ_Y : 항복응력
 σ_c : 비구속 암석강도
 m, s : *Hoek-Brown* 모델인자

(2) 탄소성 물성치

탄소성 모델을 위한 입력 자료는 Table 2.2와 같다.

Table 2.2 Elasto-Plastic Materials

대화 상자 이름	물성치
modulus of elasticity (E)	탄성 계수
Poisson's ratio (ν)	포아송 비
Cohesion (c)	점성강도
friction Angle (φ)	마찰각
yield Stress	항복강도
tensile strength	인장강도
inc. of elastic modulus	탄성계수 증감
inc. of cohesion	점성강도 증감
reference height	기준 높이

III. 지반정수에 따른 수치해석

1. 해석적용 모델

본 연구의 수치해석 구역은 제주도 무지보 공동을 구성하고 있는 3가지 암석인 현무암, 응회암, 스크리아 무지보 공동으로 현무암은 도두봉 무지보 공동, 응회암은 단산 무지보 공동, 스크리아는 가마오름 무지보 공동의 총 3개의 무지보 공동에 대하여 수치해석 모델을 적용하였다.

1) 지형여건



Fig. 3.1 Area of Sampling

본 연구대상에 현무암 무지보 공동인 도두봉 공동은 제주시중심부에서 서쪽으로 약 10km정도 떨어져 해안가에 위치하고 있다. 해발 65.3m 면적은 80,253m²로 원추형모양으로 되어있다. 그리고 응회암 무지보 공동인 단산 공동은 제주도에서 남서쪽에 위치하고 있으며, 산방산에서 서쪽으로 1Km쯤 떨어진 곳, 안덕면 사계리와 대정읍 인성리에 걸친 바위산이며 표고 158m에 비고는 110m이다.

마지막으로 가마오름 무지보 공동은 스킨리아로 구성되어 있으며 표고는 146m, 비고는 51m이며, 북쪽은 언덕 같은 봉우리가 솟아 있고, 완만한 동사면은 북동쪽으로 말굽형 화구를 이루며 얇고 넓게 벌어져 있다.



Fig. 3.2 Panoramic of Tunnels(Dodubong, Dansan, Gamaorm)

2) 지질특성

(1) 도두봉 현무암

주로 도두봉의 북쪽해안가에 분포하며, 일부는 도두봉의 서쪽해안가에 소규모로 분포하고 있다. 또한 도두봉 응회암의 층리를 따라 관입한 양상도 관찰된다. 발달단계상 응회암이 먼저 형성되고 후에 분석이 형성되면서 구의 형태를 만들고, 도두봉 현무암이 분출내지 관입하였으며, 북쪽해안의 동단부는 도남동 현무암과 접하며 피복된다. 전반적으로 장석 반정이 2~4%함유되고 휘석과 감람석이 간혹 관찰되는 반상조적을 보이고 있다. 도두봉의 북쪽 해안을 따라 괴상의 형태로 산출되며, 도두봉 현무암에서 기인된 소규모 ROOTIESS VENT에서 형성된 것으로 보이는 분석의 관찰된다.

(2) 당산봉 응회암

당산봉 응회암은 현무암질 유리질응회암으로 황갈색 내지 담갈색을 띠며 화산사와 잔자갈 크기의 화산력, 소량의 화산회와 화산괴로 구성되어 있다. 응회암은 강하게 고결되어 있으며, 층리 발달이 양호하다. 층리는 수성화산활동 기간 중에 발생한 분출-퇴적과 동시에 발생한 단층작용에 의해 단절되어 있는데, 이들 단층

은 대부분이 응회환 혹은 응회구의 내측에 형성되어 있다. 유리질쇄설물은 대체로 10여cm 두께의 엽층을 형성하여 완만한 경사를 보이지만 단층이 발달한 내측 부분에서는 급경사를 이루기도 한다. 또한 부분적으로는 저각의 사층리가 발달한다. 화산괴와 조립의 화산력은 대부분 다공질(40~50%의 기공)의 유리질로 구성되어 있고, 역의 가장자리는 황갈색의 림(rim)이 형성되어 있거나, 암편 전체가 황갈색으로 변질되어 있기도 한다. 이 암편들은 분출과 직접 관련된 동질암편으로 수성화산분출에 기인된 것이다. 일부 외래 암편으로는 규암, 화강암, 조면암, 현무암편이 있는데, 이들 외래 암편은 각력상이거나 원마도가 발달해 있다. 화산사는 대부분이 미립 내지는 조립의 석영으로 구성되어 있다.

(3) 스킨리아

화산분출물 중 다공질이며 암색(검정, 적갈색, 암회색 등)인 암괴(岩塊)로 암재라 한다. 마그마가 대기 중으로 방출되어 그 속의 휘발성 성분이 빠져나가 많은 기공(氣孔)이 생긴 것으로 부석(浮石)보다 무겁고, 염기성 또는 중성의 마그마에서 유래된 것을 스킨리아(scoria)라 한다. 이러한 암재를 제주도방언으로 송이라 한다. 한라산 화산체의 국부적인 지형의 특징은 중심 화산의 활동이 정지된 후 그 주변의 틈을 이용하여 분출 생성된 360여개의 기생화산과 깊은 관련이 있다. 제주도에 기생화산이 널리 분포되어 있으며 장축과 일치하는 방향으로 집중적으로 배열되어 있고 제주도에서는 이를 “오름”이라 한다. 이러한 기생화산은 현무암추(Basalt cone)와 분석구(Cinder cone)의 두 종류로 크게 분류할 수 있으며, 전자는 성산층 및 화순층 퇴적기에 형성된 화산구(Volcanic cone)로서 10여개에 불과하고 대부분은 후기 화산활동 후에 형성된 분석구이다. 화산의 화구로부터 분출되는 암편과 화산회를 총칭하여 화산쇄설물이라고 하는데, 그 중 직경이 32mm 이상인 것이 화산암괴(Volcanic block)라 하며, 이 중 어느 정도 둥글거나 방추형으로 생긴 것을 화산탄(Volcanic bomb)이라고 하며 이는 용암이 공중에서 회전하면서 냉각되어 만들어진 것이다. 모양이 불규칙하고 직경이 4~32mm 사이에 있는 것을 화산력(lapilli) 또는 분석(cinder)이라고 하고, 4mm 이하의 세편을 화산회(Volcanic ash), 0.25mm 이하의 가루를 화산진(Volcanic dust)이라 하며 이러한 화산쇄설물이 낙하하여 퇴적되어 있는 지층을 스킨리아(Scoria)층이라

한다. 스킨리아로 구성된 분석구는 분출 퇴적 범위는 수 km이며, 분화구에서 3km 지점에는 1cm 크기의 스킨리아가 10cm 두께로 층을 이룬다고 한다. 스킨리아로 구성된 분석구 분포지역은 스킨리아의 물성에 좌우된다. 스킨리아는 기공의 함량이 높고 각력상으로 산출된다. 이러한 조립질층 상위에는 미립질 스킨리아가 협재 되어 층리를 형성하고 있다.

2. 해석조건 및 방법

본 연구에서는 현무암, 응회암, 스킨리아 3종류의 암질을 갖는 무지보 공동 3개 지역에서 채취한 시료의 실내암석시험을 통해 얻어진 실험치를 기준으로 하여 기존이론치와 실험치의 최대, 최소값에 대하여 수치해석을 실시하여 암 종류에 따른 무지보 공동의 변위 거동을 분석하여 안정성에 미치는 영향을 분석하였다.

1) 실내암석시험과 RMR분류법을 이용한 강도 변수

채취한 시료의 실내암석시험치와 RMR분류법에 의한 강도 정수에 대한 변위거동 분석

2) 측압계수(K.)

Table 3.1 Change of lateral pressure bearing

	I	실험치	II
현무암 무지보 공동	0.5	1.13	2.0
응회암 무지보 공동	0.5	0.97	2.0
스킨리아 무지보 공동	0.5	1.08	2.0

3) 탄성계수(E)

Table 3.2 Change of elastic modulus

	I	실험치	II
현무암 무지보 공동	$3.0 * 10^6$	$4.87 * 10^6$	$9 * 10^6$
응회암 무지보 공동	$0.01 * 10^6$	$0.819 * 10^6$	$0.5 * 10^6$
스코리아 무지보 공동	$0.007 * 10^6$	$0.03 * 10^6$	$0.0681 * 10^6$

4) 내부마찰각(ϕ)

Table 3.3 Change of internal friction

	I	실험치	II
현무암 무지보 공동	45	58.75	50
응회암 무지보 공동	10	38.87	48
스코리아 무지보 공동	26.8	30.24	49

5) 점착력(c)

Table 3.4 Change of cohesion

	I	실험치	II
현무암 무지보 공동	2.27	5.74	19.99
응회암 무지보 공동	0.93	1.86	2.51
스코리아 무지보 공동	0.2	0.94	4

6) 토피고(H)

Table 3.5 Change of the depth of cover

	I	실험치	II
현무암 무지보 공동	1m	2m	3m
응회암 무지보 공동	3m	6m	12m
스코리아 무지보 공동	1.25m	2.5m	5m

3. 해석모델링 및 지반 물성 결정

1) 해석모델링

3차원 해석모델로 Mohr-Coulomb 탄소성 Model을 사용하여 해석을 실시하였다.

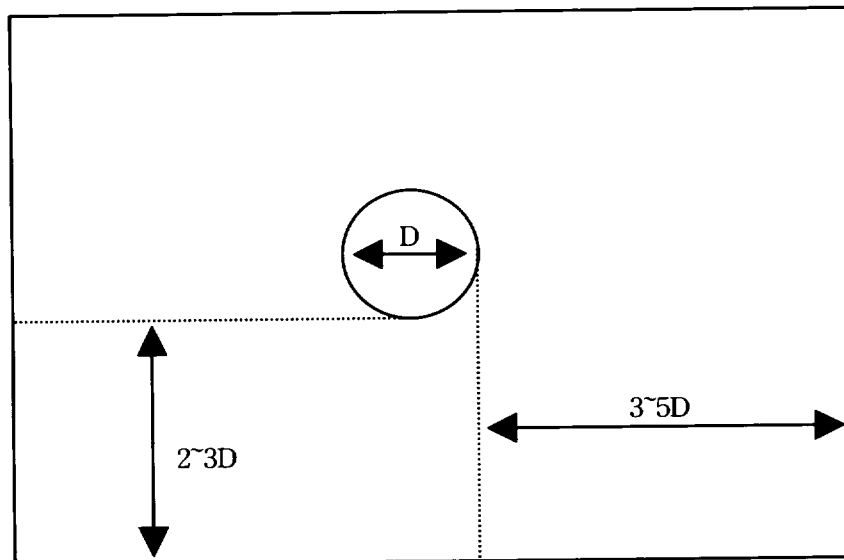


Fig. 3.3 Model dimension of analysis

Fig. 3.3은 터널 해석을 위한 전체적 개요도이다. 터널을 굴착할 때는 굴착으로 인하여 발생하는 변위가 무시될 수 있는 영역은 터널 형상과 지반조건 및 터널 상부의 지표면에 작용하는 상재하중에 따라 다르지만 일반적으로 터널하부는 해석범위를 터널 직경의 2~3배 또는 지표면까지, 터널 횡방향으로는 터널 직경의 3~5배까지 산정하는 것이 일반적이다.

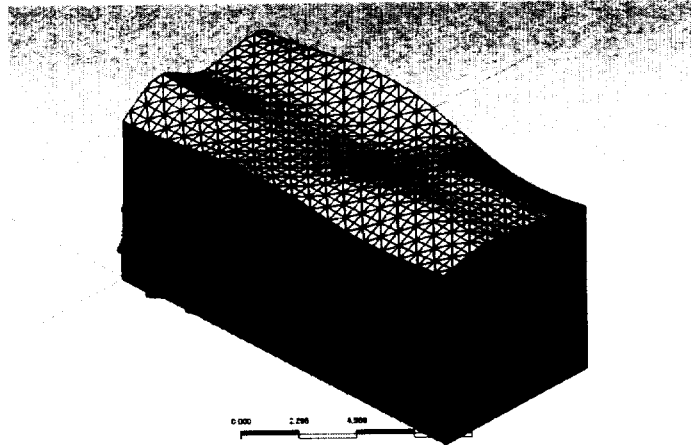


Fig 3.4 Modeling of Numerical Analysis

본 연구에서는 갱도의 하부는 터널직경의 2배, 횡방향으로는 직경의 4배로 모델링하여 터널굴착으로 인한 응력의 흐름이 원활하게 이루어지도록 하였다.

2) 실내암석시험

(1) 시험편 제작

본 연구에서 사용된 시험편은 현무암·응회암·스코리아 무지보 공동에서 시료를 채취하여 coring machine을 이용하여 공시체(43*86mm)를 제작하였다.

(2) 흡수율 및 비중시험

흡수율이란 암석시료의 공극 중에 물의 어느 정도 침투하는가는 나타내는 암석의 물리적 성질이다.

Table 3.6 Result of Absorption and Specific gravity test

구 분	도두봉 현무암		단산 응회암		가마오름 스코리아	
	흡수율(%)	비 중	흡수율(%)	비 중	흡수율(%)	비 중
1	1.907	2.475	16.300	2.191	13.317	2.229
2	1.749	2.454	19.099	2.065	11.756	2.240
3	2.087	2.347	17.582	2.215	13.190	2.133
4	2.471	2.374	15.726	2.271	13.360	2.010
5	2.372	2.344	18.279	2.014	13.664	2.028
범 위	1.749~ 2.471	2.344~ 2.475	16.3~ 19.099	2.014~ 2.271	11.756~ 13.664	2.010~ 2.240
평 균	2.117	2.399	17.397	2.151	13.057	2.128

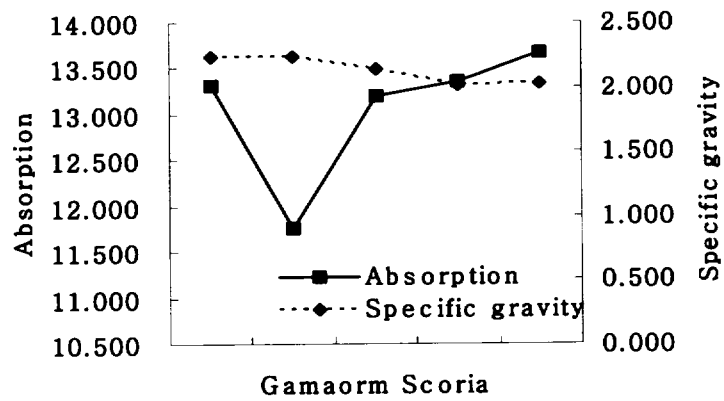
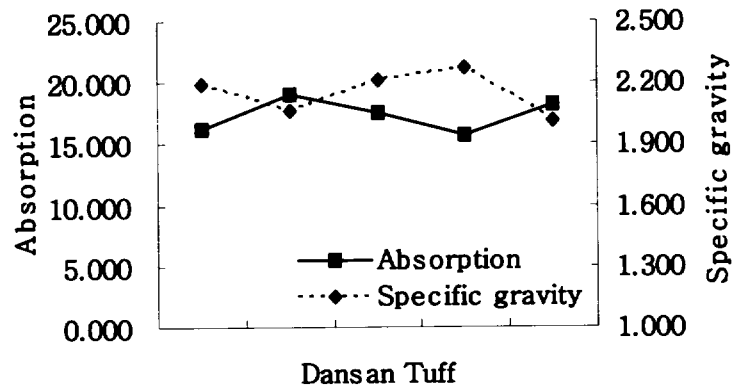
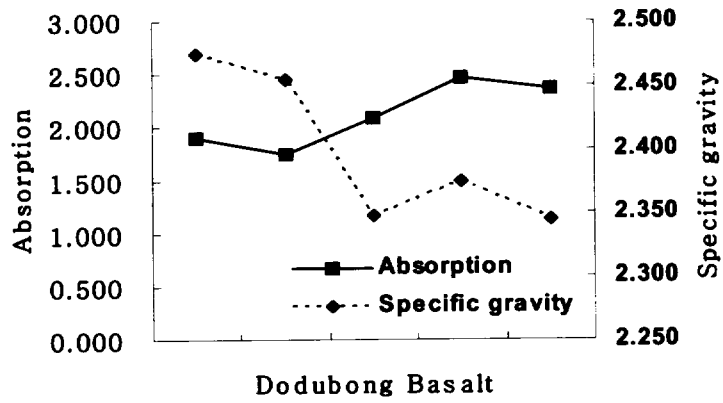


Fig 3.5 Absorption and Specific gravity

(3) 일축압축강도시험

일축압축강도란 구속이 없는 상태에서 하중기로 압축력을 작용시켰을 때 파괴가 일어나는 시점의 하중을 시험편의 단면적으로 나눈 값을 말한다. 일축압축시험은 암석의 일축압축강도를 측정하는 시험을 말하며, 또한 필요에 따라 변형을 측정하여 탄성계수(E), 포아송비(ν) 등의 암석 특성값을 함께 구할 수 있다.

Table 3.7 Result of Uniaxial compression test

구분	도두봉 현무암		단산 용회암	
	최대하중 kN	최대응력 MPa	최대하중 kN	최대응력 MPa
1	139.81	95.58	46.58	32.07
2	107.51	74.03	51.49	35.46
3	119.84	82.53	43.27	29.79
4	115.12	79.27	40.35	27.98
5	131.46	90.52	42.34	29.15
6	120.23	82.79	49.65	34.19
7	122.56	84.40	32.35	22.28
8	129.53	89.20	50.61	34.85
9	117.62	80.99	37.21	25.62
10	136.66	94.11	45.57	31.38
범위	74.03 ~ 95.58		22.28 ~ 35.46	
평균	85.34		30.28	

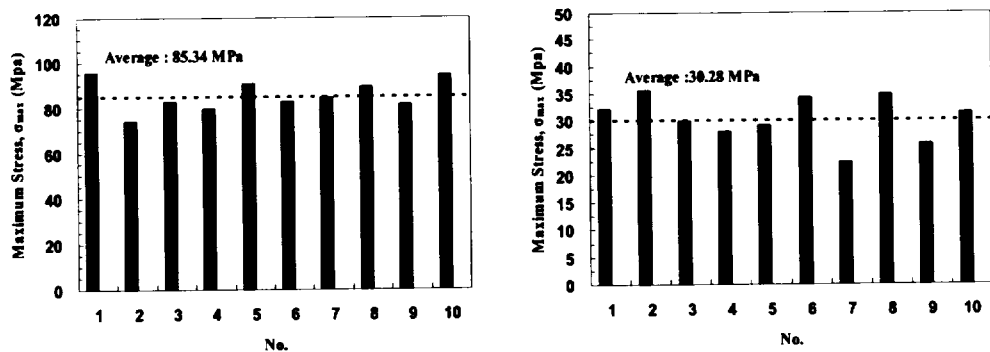


Fig 3.6 Compressive strength of the Dodubong Basalt and Dansan Tuff

(4) 탄성계수 및 포아송비

상수 E를 탄성계수(Elastic Modulus) 또는 영율(Young's Modulus)이라 부르고, 축방향 변형에서, 응력-변형을 관계 곡선을 그렸을 때 그래프의 기울기로 나타난다. 포아송비는 축방향의 변형율과 그 직각 방향의 변형율의 비를 말하며, 이는 물질에 따라 일정하다

Table 3.8 Result of Elastic modulus and Poisson's ratio

조사대상	탄성계수(t/m ²)	Poisson's Ratio(v)
도두봉 현무암	4.87*10 ⁶	0.21
단산 현무암	0.819*10 ⁶	0.12
가마오름 스크리아	68100	0.32

(5) 압열인장강도시험(Brazilian Test)

인장강도는 암석과 같은 취성재료에 있어서 파괴에 가장 큰 영향을 미치는 주요한 요인이다.

Table 3.9 Result of Uniaxial compression test

구 분	도두봉 현무암		단산 용회암	
	최대하중 kN	최대응력 MPa	최대하중 kN	최대응력 MPa
1	17.71	3.05	7.42	1.28
2	17.00	2.93	8.51	1.46
3	14.92	2.57	10.81	1.86
4	24.00	4.13	9.46	1.63
5	12.67	2.18	7.21	1.24
6	18.21	3.13	9.34	1.61
7	15.59	2.68	9.22	1.59
8	17.84	3.07	6.74	1.16
9	14.26	2.45	8.59	1.48
10	16.13	2.78	8.84	1.52
범 위	2.18~4.13		1.16~1.86	
평 균	2.90		1.48	

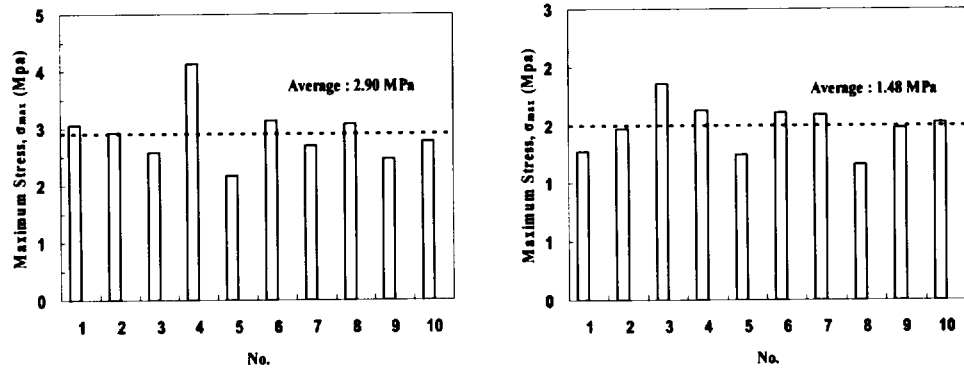


Fig. 3.7 Tensile strength of the Dodubong Basalt and Dansan Tuff

(6) 삼축압축시험

지하암반내 응력상태와 같이 원주형시험편을 삼축압축챔버(Triaxial chamber) 내에 넣고 유압으로 주위에 일정한 하중 즉, 축압(confining pressure)을 가한 후 일축압축에서와 같이 수직으로 하중을 가하여 파괴강도를 얻는다. 점착력(cohesive strength)과 내부마찰각(internal friction angle)은 이와 같이 구한 삼축압축시험결과와 일축압축시험, 인장시험결과로부터 Mohr diagram에 의하여 구할 수 있다.

Table 3.10 Result of Triaxial compression test

	Confining Pressure (5MPa)	Confining Pressure (10MPa)	Confining Pressure (20MPa)	Cohesion (MPa)	Internal friction angle (°)
도두봉 현무암	90.48	183.93	276.61	5.74	58.75
단산 응회암	28.82	50.61	76.50	1.86	38.87

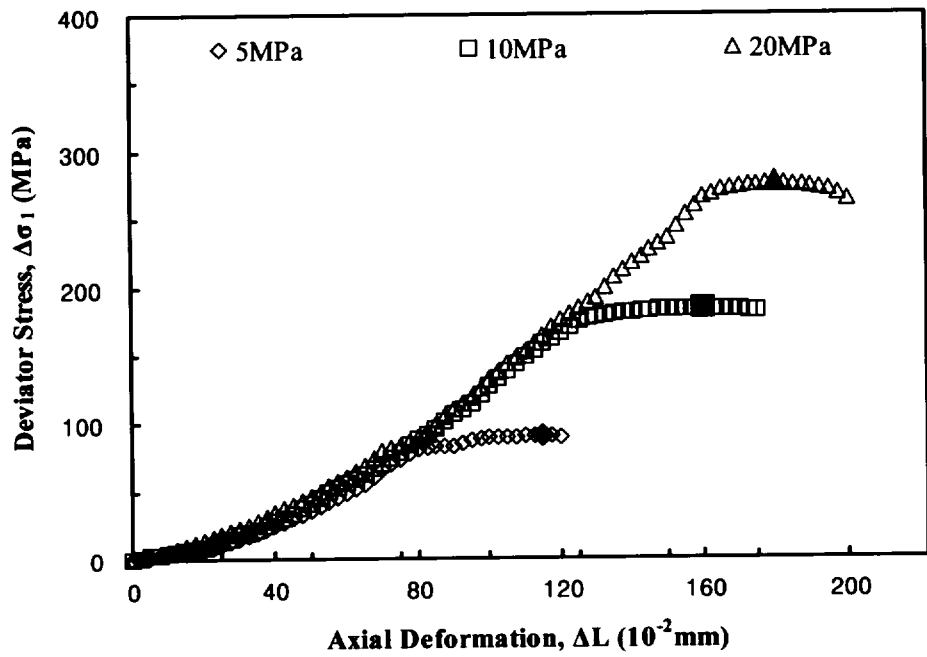


Fig. 3.8 Stress-Strain behavior of the Dodubong Basalt

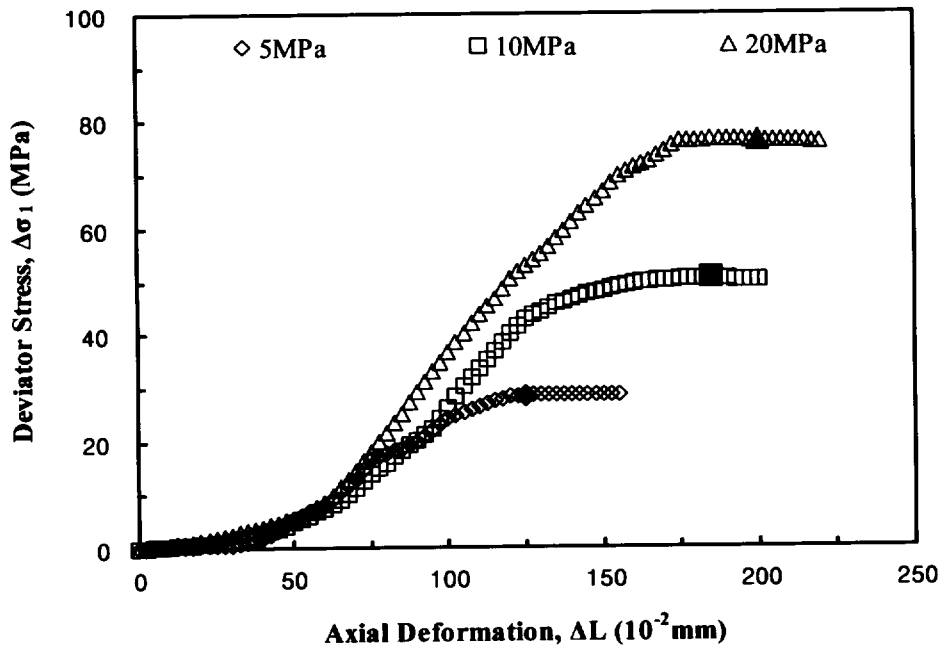


Fig. 3.9 Stress-Strain behavior of the Dansan Tuff

(7) 직접전단시험

시료를 전단상자에 넣어 수직정하중으로 압밀 배수시킨 후에 전단 파괴한다. 파괴 과정 중 저항력을 측정하여 변형 응력 관계 그래프를 그려서 파괴강도 잔류강도 및 한계상태 간극비 등을 구하고 Mohr Coulomb 파괴규준의 강도정수 내부마찰각 ϕ 와 점착력 c 를 제시한다.

Table 3.11 Result of Direct Shear test

	Cohesion(MPa)	Internal friction angle (°)
가마오름 스크리아	0.94	30.24

가마오름 스크리아 직접전단

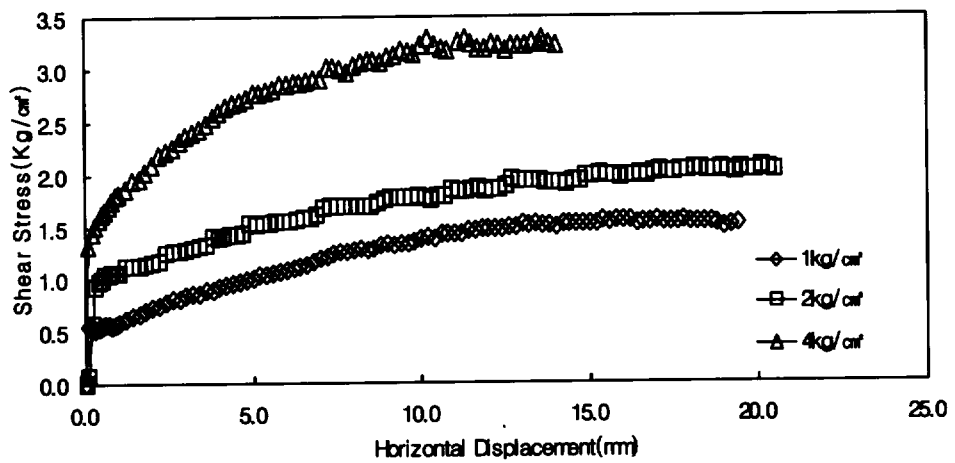


Fig. 3.10 Direct shear test of the Gamaorm Scoria

3) 지반 물성치 결정

본 해석에서는 3개 지역의 지반조사와 실험치를 통해 지반물성치를 선정하였다. 지반 물성치는 다음 Table 3.12와 같다.

Table 3.12 Material Properties

	Foun dation	Unit Weight (t/m³)	Poisson's ratio	Elastic Modulus (t/m²)	Cohesion (c)	Internal friction angle (°)
Dodubong Basalt Tunnel	Soil	1.86	0.35	4900	1.96	28
	Gravel	2.1	0.35	29000	0	35
	Basalt	2.45	0.21	4.87*10 ⁶	5.74	58.75
Dansan Tuff Tunnel	Clay	1.8	0.4	1500	10	30
	Highly Weatherd Gneiss	2.2	0.33	52000	0	35
	Tuff	2.32	0.12	0.819*10 ⁶	1.86	38.87
Gamaorm Scorial	Soil	1.8	0.3	5000	2	30
	Scoria	1.86	0.32	68100	0.94	30.24

4) RMR 분류법

(1) 조사구역에서 측정된 기본 RMR

Table 3.13 Assessment of rock mass by RMR

조사구역	도두봉 무지보 공동	단산 무지보 공동
일축압축강도	74.03~95.58	24.99~35.46
평점	7	4
R.Q.D.(%)	40	80
평점	8	17
불연속면의 간격(m)	0.6~2	2~6
평점	15	10
불연속면 상태	25	20
지하수 조건	약간 습함	약간 습함
평점	10	10
기본 RMR	65	61

(2) 불연속면의 방향에 대한 보정

Table 3.14 Synthetic assessment of rock mass by RMR

조사구역	도두봉 무지보 공동	단산 무지보 공동
기본 RMR	65	61
터널과 굴진방향	주향과 직교	주향과 직교
방향	역경사	경사
불연속면의 경사	82	72
상태	보통	매우 양호
점수	-5	0
최종 RMR	60	61

(3) RMR 분류법을 이용한 강도 정수

실내암석 시험치와 RMR분류법에 의한 물성치를 비교한 결과 현무암 무지보 공동의 경우는 실내암석 시험치들의 RMR분류법에 의한 물성치보다 높게 나타나며 응회암 무지보 공동의 경우는 RMR분류법에 의한 물성치가 높게 나타남을 볼 수 있다.

Table 3.15 Comparison of experimental data and assessment of rock mass by RMR

도두봉 무지보 공동	Elastic Modulus(t/m^2)	Cohesion(c)	Internal friction angle (°)
실내암석시험	$4.87 \cdot 10^6$	5.74	58.75
RMR 강도 정수	$2.0 \cdot 10^6$	30	35
단산 무지보 공동	Elastic Modulus(t/m^2)	Cohesion(c)	Internal friction angle (°)
실내암석시험	$0.819 \cdot 10^6$	1.86	38.87
RMR 강도 정수	$2.2 \cdot 10^6$	35	35.5

4. 기존 물성치와 비교

1) 실험치와 기존 현무암의 물성치 비교

현무암의 기존자료와 실험치를 비교한 결과 압축강도는 80~177MPa로 시험 결과 42~95에 비하여 2배 이상 크게 나타나며, 인장강도는 6~12MPa으로 시험 결과 1.6~4.1에 비하여 상당히 크게 나타나고, 비중이나 흡수율은 유사하게 나타나는 것으로 분석되었다.

Table 3.16 Compare experimental data Jeju-Do with existing basalt

	Specific Gravity	Absorption (%)	Compression Test(MPa)	Brazilian Test(MPa)	Elastic modulus (t/m ²)	Poisson's ratio	Internal friction angle (°)
대표지표인 현무암	-	-	80~114	6~12	3~9*10 ⁶	0.12~0.3	45~50
본 연구 현무암	2.34 ~2.47	2.12 ~3.91	42~95	1.6~4.1	2.8~4.3*10 ⁶	0.13~0.25	47~59
대한광업진흥공사 석골재자원 시험분석표 (2002)	2.07 ~2.55	1.77 ~2.98	96~114	7~7.2	-	-	-
제주도 남원읍 일대 환경영향평가 보고서 (1999)	2.42 ~2.70	1.76 ~3.94	75~177	-	-	-	-

2) 실험치와 기존 응회암의 물성치 비교

응회암의 기존자료와 실험치를 비교한 결과 기존자료의 압축강도는 2~3배 이상 크며, 인장강도는 2~7배 정도 아주 큰 차이를 나타낸다.

Table 3.17 Compare experimental data Jeju-Do with existing Tuff

	Specific Gravity	Cohesion (C)	Compression Test(MPa)	Brazilian Test(MPa)	Elastic modulus (t/m ²)	Poisson's ratio	Internal friction angle (°)
대표지표인 응회암			11.3	2.3~12.4	0.05~5.4 *10 ⁶	0.29	10~45
이회근 (1983)							35~45
본 연구 응회암	2.01~2.22	1.86~2.51	24.99~35.46	1.22~1.86	0.819*10 ⁶	0.12	38.87
한국암반 공학회지 (2005)	2.28	2.01	66	7.2	0.432*10 ⁶	0.28	26.8

3) 실험치와 기존 스크리아의 물성치 비교

스크리아에 대한 기존 자료들의 부족하여 실험치와 비교하는데 한계가 있다.

Table 3.18 Compare experimental data Jeju-Do with existing Scoria

	Unit Weight (t/m ³)	Cohesion (C)	Elastic modulus (t/m ²)	Poisson's ratio	Internal friction angle (°)
오동일 (2004)	0.55~1.04	0.81~1.20	81200~20000	-	26.8~41.9
본 연구 스크리아	0.77~0.98	0.94	68100	0.32	30.24
서부산업 도로	1.036~1.096	0.03~0.10	-	-	35~38
대한토목 학회	1.831	0.18~0.40	-	-	41~45
황한석	1.417~1.583	0.24~0.28	-	-	46~47
강용식	1.740~1.746	0.02~0.04	-	-	48~49

IV. 수치해석 결과 및 분석

1. 현무암 무지보 공동의 변위

1) 실내암석시험과 RMR분류법을 이용한 강도 변수

(1) 측벽변위

실내암석시험치와 RMR분류법에 따른 암반물성치를 이용하여 수치해석을 검토한 결과 최대 측벽변위는 0.009mm 이내로 안정함을 보였으며, 실내암석시험치보다 RMR분류법에 의한 측벽변위가 더 크게 발생하는 것을 알 수 있었다.

Table 4.1 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
실내 암석시험	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763
RMR 분류법	0	0.005529	0.007591	0.008513	0.008942	0.009159

현무암무지보공동 측벽변위

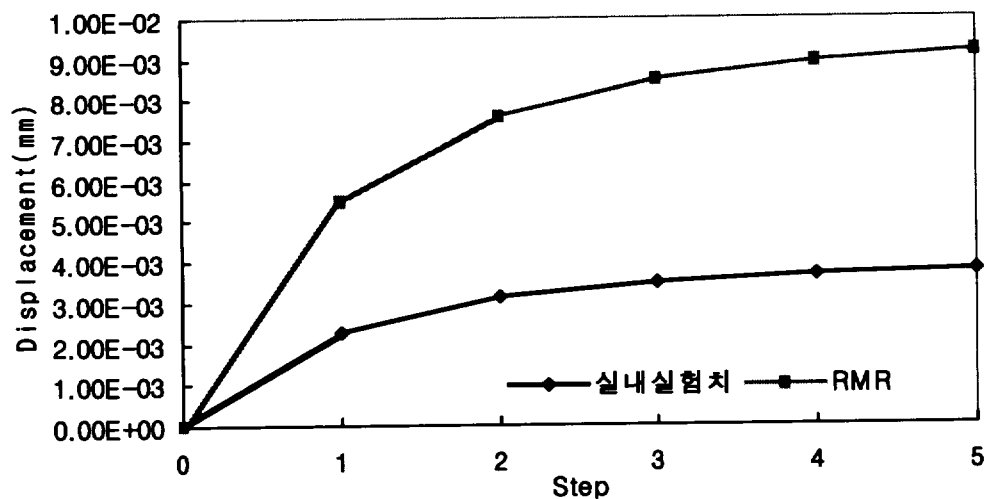


Fig. 4.1 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

(2) 천단변위

최대 천단변위는 0.008mm 이내로 안정함을 보이며, 측벽변위와 동일하게 실내 암석시험치보다 RMR분류법에 의한 천단변위가 더 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.2 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
실내 암석시험	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
RMR 분류법	0	0.005976	0.007704	0.008124	0.00817	0.008144

현무암무지보공동 천단변위

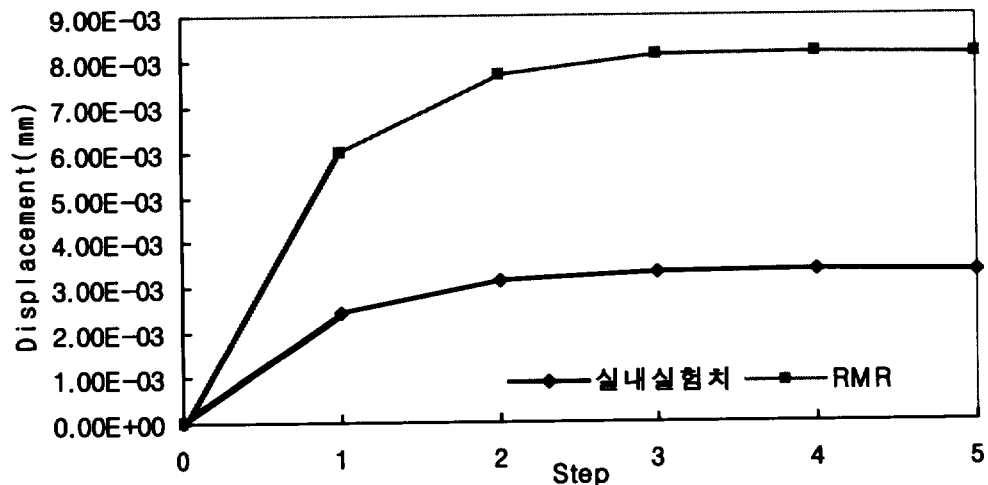


Fig. 4.2 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

실내암석시험치와 RMR분류법에 의한 강도 정수의 수치해석을 비교한 결과 RMR분류법에 의한 변위가 2~3배 더 크게 발생하였다.

2) 측압계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 $K_0 = 0.5$, $K_0 = 2.0$ 으로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위도 증가함을 볼 수 있다. 최대 측벽변위는 $K_0 = 2.0$ 일 때 0.007mm 이다.

Table 4.3 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
$K_0 (0.5)$	0	0.000995	0.002015	0.00239	0.002487	0.002506
$K_0 (1.13)$ 실험치	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763
$K_0 (2.0)$	0	0.004193	0.005926	0.006722	0.007097	0.007286

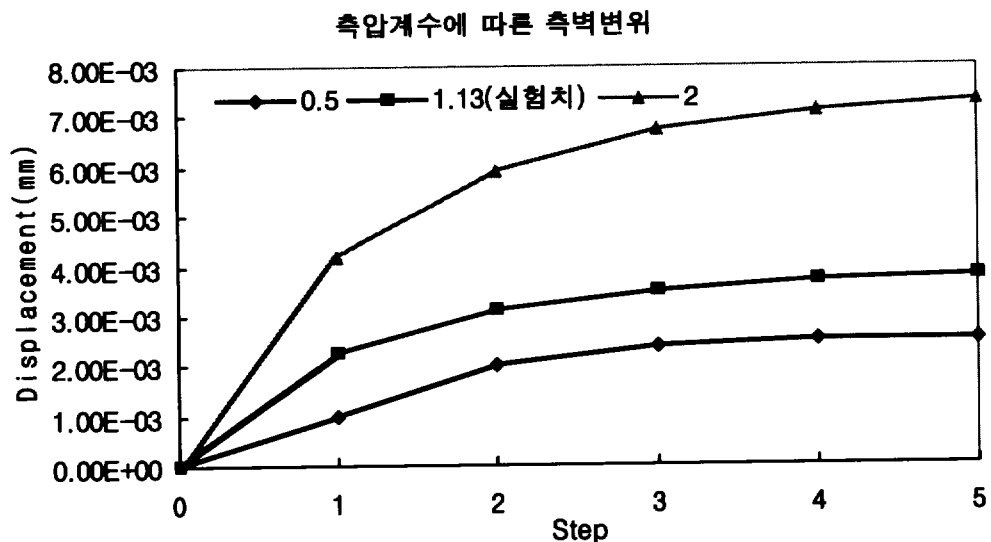


Fig 4.3 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

(2) 천단변위

측압계수에 따른 최대 천단변위는 $K_0 = 0.5$ 일 때 0.0037mm 이다. 천단변위는 측압계수가 작아질수록 천단변위는 크게 발생하는 것을 볼 수 있다. 측벽변위와는 상반되는 거동을 보인다.

Table 4.4 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
K_0 (0.5)	0	0.0027	0.00349	0.003709	0.003759	0.003766
K_0 (1.13) 실험치	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
K_0 (2.0)	0	0.002109	0.002704	0.002812	0.00279	0.002758

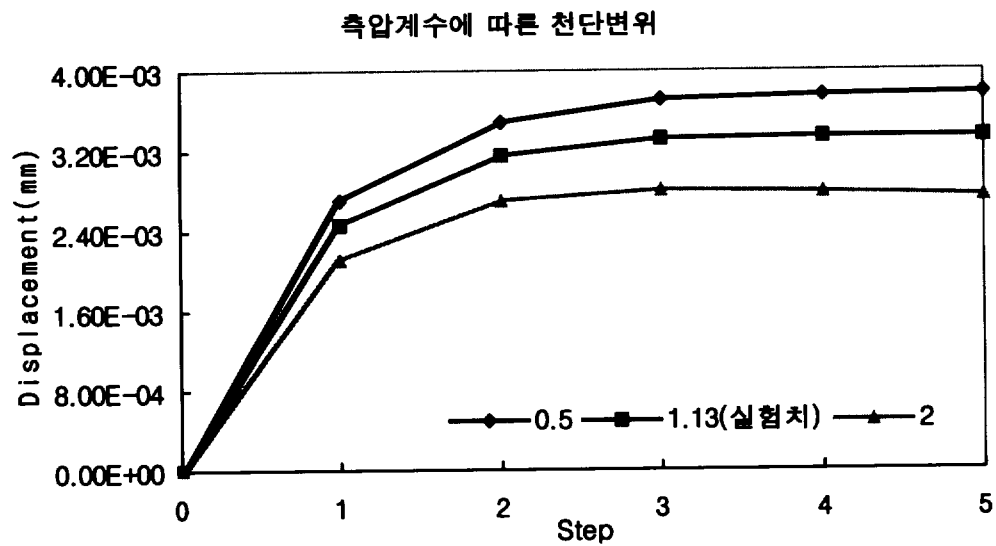


Fig. 4.4 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

측압계수에 따른 변위 거동은 측벽변위는 측압계수가 증가함에 크게 발생하나 천단변위는 측압계수가 감소할 때 크게 발생한다.

3) 탄성계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 탄성계수를 3×10^6 , 9×10^6 으로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 탄성계수가 감소함에 따라 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 탄성계수에 따른 최대 측벽변위는 0.0061mm이다.

Table 4.5 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
E1(9×10^6)	0	0.001229	0.001687	0.001892	0.001988	0.002036
E2(4.87×10^6) 실험치	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763
E3(3×10^6)	0	0.003686	0.005061	0.005675	0.005961	0.006106

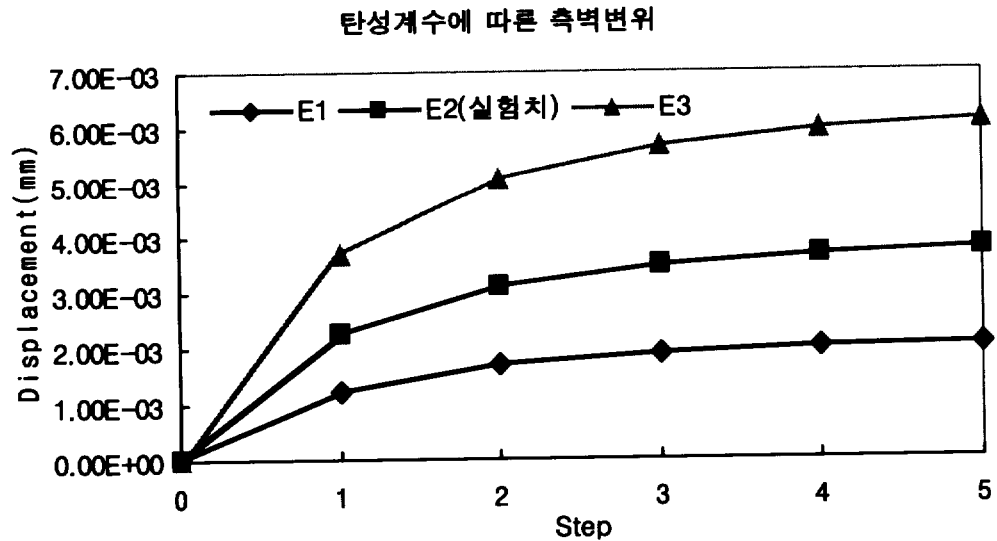


Fig. 4.5 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

(2)천단변위

탄성계수에 따른 최대 천단변위는 탄성계수가 3×10^6 일 때 0.0054mm이다. 측벽변위의 거동과 같이 탄성계수가 감소함에 따라 천단변위는 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.6 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
E1(9×10^6)	0	0.001326	0.001709	0.0018	0.00181	0.001804
E2(4.87×10^6) 실험치	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
E3(3×10^6)	0	0.003982	0.005132	0.00541	0.00544	0.005423

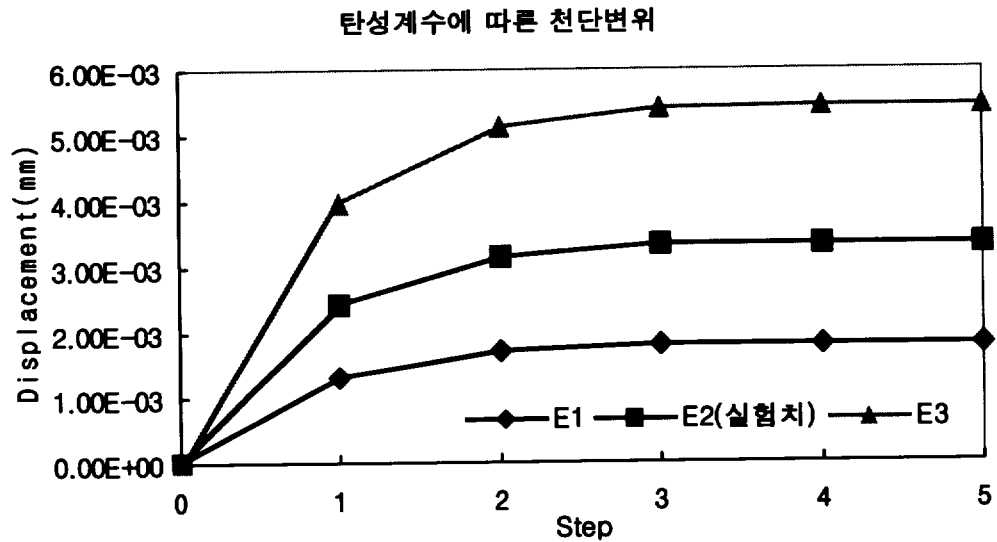


Fig. 4.6 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

탄성계수에 따른 변위 거동은 탄성계수가 감소함에 따라 측벽·천단변위는 증가하는 것을 볼 수 있다.

4) 내부마찰각에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 내부마찰각 ϕ 를 45, 50로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 내부마찰각이 작아질수록 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 내부마찰각에 따른 최대 측벽변위는 ϕ 가 45일 때 0.0037mm이다.

Table 4.7 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
$\phi 1$ (58.75) 실험치	0	0.000995	0.002015	0.00239	0.002487	0.002506
$\phi 2$ (50)	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003673
$\phi 3$ (45)	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763

내부마찰각에 따른 측벽변위

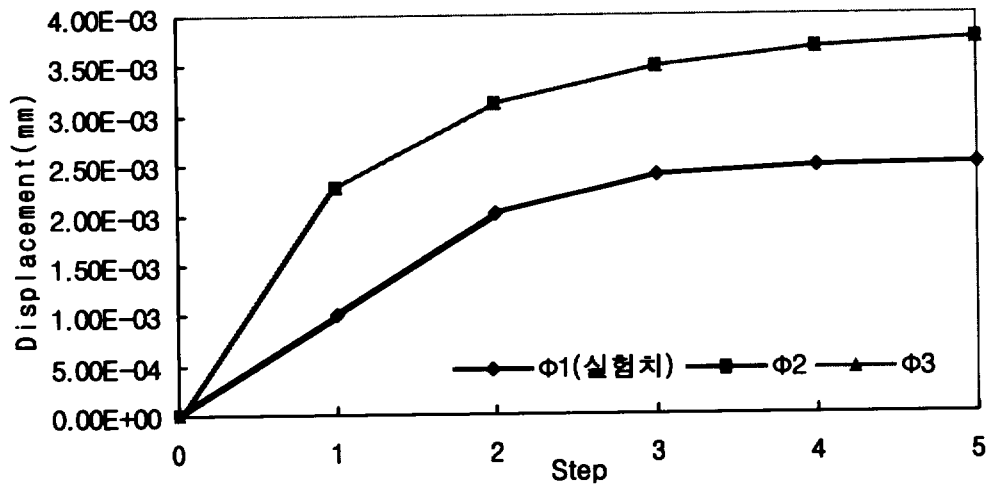


Fig. 4.7 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

(2)천단변위

내부마찰각에 따른 최대 천단변위는 ϕ 가 58.75일 때 0.0037mm이다. 내부마찰각이 증가함에 따라 천단변위는 증가하는 것을 볼 수 있다. 그리고 ϕ 가 45일 때와 50일 때는 천단변위가 거의 유사한 결과를 보인다.

Table 4.8 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
$\phi 1$ (58.75) 실험치	0	0.0027	0.00349	0.003709	0.003759	0.003766
$\phi 2$ (50)	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
$\phi 3$ (45)	0	0.002452	0.003159	0.003329	0.003347	0.003336

내부마찰각에 따른 천단변위

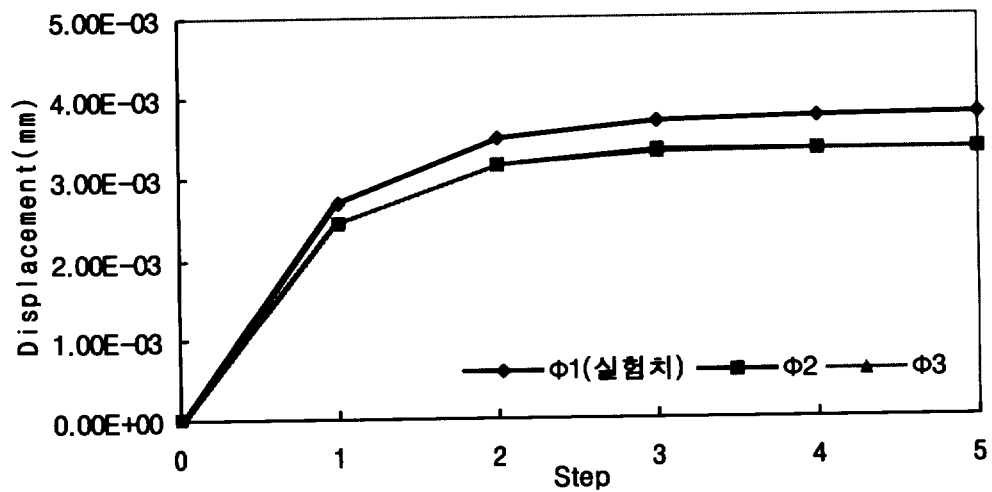


Fig. 4.8 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

내부마찰각에 따른 변위에서 내부마찰각의 증가함에 따라 측벽변위는 감소하고 천단변위는 증가함을 알 수 있다. 그리고 ϕ 가 45,50일 때는 변위거동이 유사함을 볼 수 있다.

5) 점착력에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 점착력 c 를 2.27, 19.99로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 점착력에 따른 측벽변위는 유사한 변위 거동을 보이고 있다. 최대 측벽변위는 0.0037mm이다.

Table 4.9 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
c1(19.99)	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003674	0.003764
c2(5.74) 실험치	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763
c3(2.27)	0	0.002271	0.003117	0.003493	0.003666	0.003755

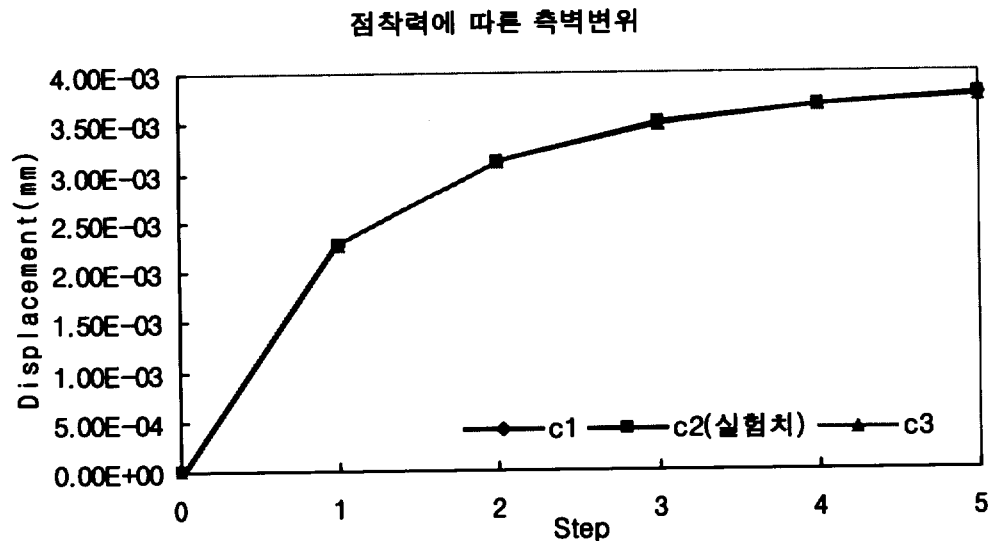


Fig. 4.9 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

(2) 천단변위

점착력에 따른 최대 천단변위는 0.0033mm이다. 점착력에 따른 천단변위 거동은 유사하게 나타나고 있다.

Table 4.10 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
c1(19.99)	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.00337
c2(5.74) 실험치	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
c3(2.27)	0	0.002452	0.00316	0.003331	0.003349	0.003339

점착력에 따른 천단변위

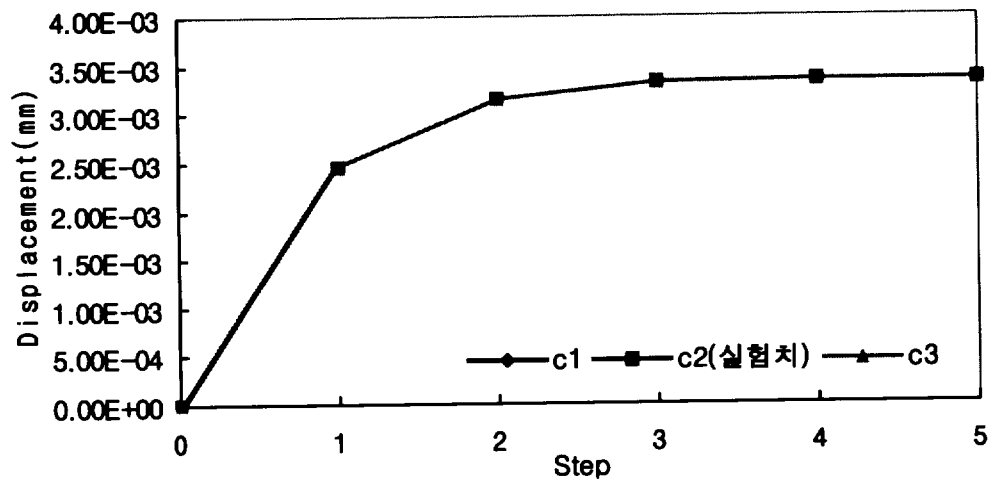


Fig. 4.10 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

점착력에 따른 수치해석 결과 측벽변위나 천단변위 모두 유사한 거동을 보이고 있다.

6) 토피고 변화에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 토피고를 1,3m로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 최대 측벽변위는 토피고가 3m일 때 1.02mm이다. 토피고에 변화에 따라 측벽변위는 크게 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.11 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
토피고1(3m)	0	0.001737	0.280342	0.917239	0.89675	0.881608
토피고2(2m) 실험치	0	0.002271	0.003118	0.003497	0.003673	0.003763
토피고3(1m)	0	0.002516	0.03917	1.265679	1.022672	1.021531

토피고에 따른 측벽변위

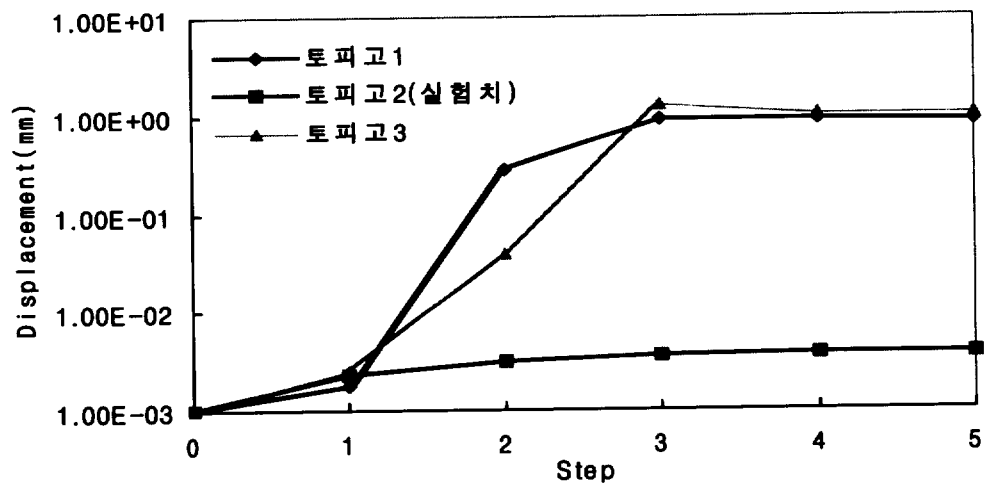


Fig. 4.11 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

(2)천단변위

토피고 변화에 따른 최대 천단변위는 토피고가 3m일 때 4.80mm이다. 토피고가 2m일 때보다 토피고에 변화를 주었을 때 변위 거동이 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.12 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
토피고1(3m)	0	0.001919	1.941114	4.928276	4.8707	4.806554
토피고2(2m) 실험치	0	0.002452	0.003159	0.00333	0.003348	0.003337
토피고3(1m)	0	0.002708	0.101764	0.760381	0.821057	0.81451

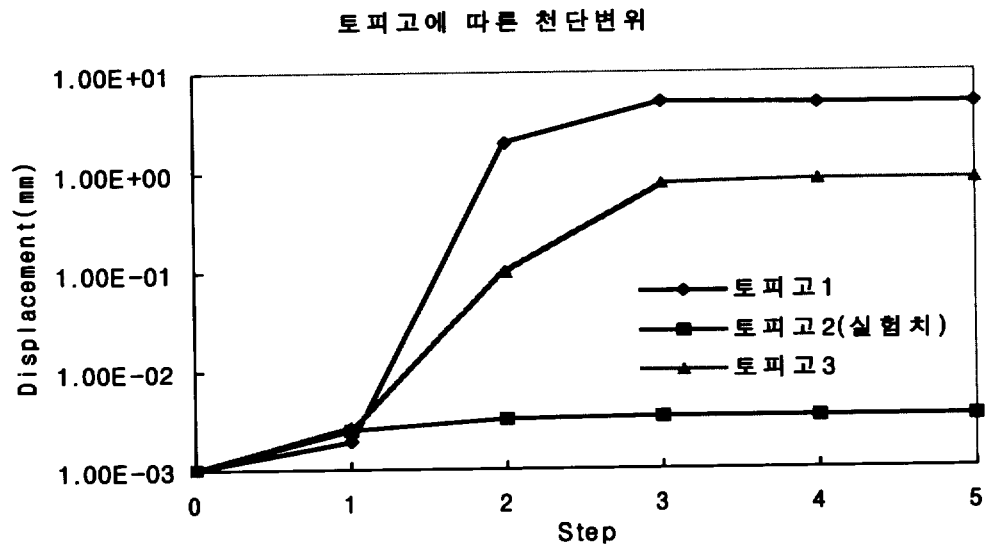


Fig. 4.12 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

토피고 변화에 따른 변위 거동을 보면 토피고를 감소시키면 측면변위가 증가하고 토피고를 증가시키면 천단변위가 증가하는 경향을 보인다.

2. 현무암 무지보 공동의 변위 거동 분석

현무암 무지보 공동의 입력 물성치의 변화를 주어 수치해석을 실시하였다.

첫째 실내암석시험과 RMR분류법에 의한 수치해석 결과 RMR분류법에 의한 변위거동이 실내암석시험치보다 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 이는 RMR분류법을 이용한 강도 정수를 산정한 결과 실내암석시험치보다 탄성계수 2.5배정도 내부마찰각이 1.7배정도 작게 산정이 되어 변위 거동에 영향을 미친 것으로 판단된다.

둘째 측압계수에 따른 수치해석 결과 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위는 증가하고 천단변위는 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 측압계수에 따른 소성영역 분포와 상관관계가 있다. 측압계수가 0.5인 경우 소성영역분포는 무지보 공동의 측벽분위에 분포하고 측압계수 1.0인 경우는 무지보 공동의 주위에 안정적으로 나타나며, 측압계수가 2.0인 경우 소성영역분포는 무지보 공동의 천단부와 바닥부에 나타나기 때문에 이와 같은 변위 거동을 보이는 것으로 판단된다.

셋째 탄성계수에 따른 수치해석 결과 탄성계수가 감소함에 따라 측벽변위와 천단변위 모두 증가함을 알 수 있다. 탄성계수는 해석에 가장 중요한 입력치로서 변위의 수준을 지배하는 값이다.

넷째 내부마찰각에 따른 수치해석결과 내부마찰각 감소함에 따라 측벽·천단변위가 감소하는 것을 볼 수 있다. 내부마찰각이 차이가 크지 않을 경우 변위거동은 미소하게 나타난다.

다섯째 점착력에 따른 수치해석 결과 현무암 무지보 공동이 변위거동에 점착력이 증감은 크게 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

여섯째 토피고에 따른 수치해석결과 토피고에 변화에 따라 측벽·천단변위가 크게 나타남을 알 수 있다. 토피고를 감소시키면 측벽변위가 증가하고 토피고를 증가시키면 천단변위가 증가하는 것을 볼 수 있다.

따라서 현무암 무지보 공동의 변위거동을 분석한 결과 토피고에 변화를 주었을 때가 무지보 공동의 안정성에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

3. 응회암 무지보무지보 공동의 변위

1) 실내암석시험과 RMR 분류법을 이용한 강도 변수

(1) 측벽변위

실내암석시험치와 RMR 분류법에 따른 암반물성치를 이용하여 수치해석을 검토한 결과 최대 측벽변위는 0.035m 이내로 안정함을 보였으며, 실내암석시험치가 RMR분류법에 의한 측벽변위보다 더 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.13 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
실내 암석시험	0	0.023619	0.032028	0.034343	0.034901	0.035066	
RMR 분류법	0	0.007439	0.009115	0.009644	0.009783	0.00982	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
실내 암석시험	0.035099	0.035095	0.035082	0.035069	0.035057	0.035048	0.035042
RMR 분류법	0.009824	0.009818	0.00981	0.009803	0.009797	0.009792	0.009788

응회암무지보공동 측벽변위

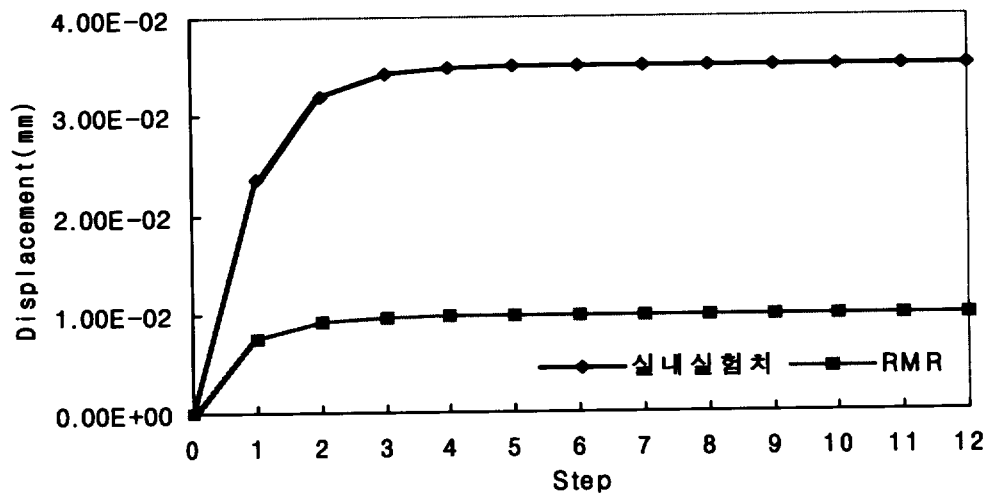


Fig. 4.13 Side wall displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

(2) 천단변위

최대 천단변위는 0.027mm 이내로 안정함을 보이며, 측벽변위와 동일하게 실내 암석시험치가 RMR분류법에 의한 천단변위보다 더 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.14 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
실내 암석시험	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333	
RMR 분류법	0	0.006312	0.006899	0.006837	0.00675	0.006698	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
실내 암석시험	0.027262	0.02723	0.027217	0.02721	0.027205	0.027199	0.027193
RMR 분류법	0.006674	0.006664	0.006661	0.00666	0.006659	0.006658	0.006655

옹회암무지보공동 천단변위

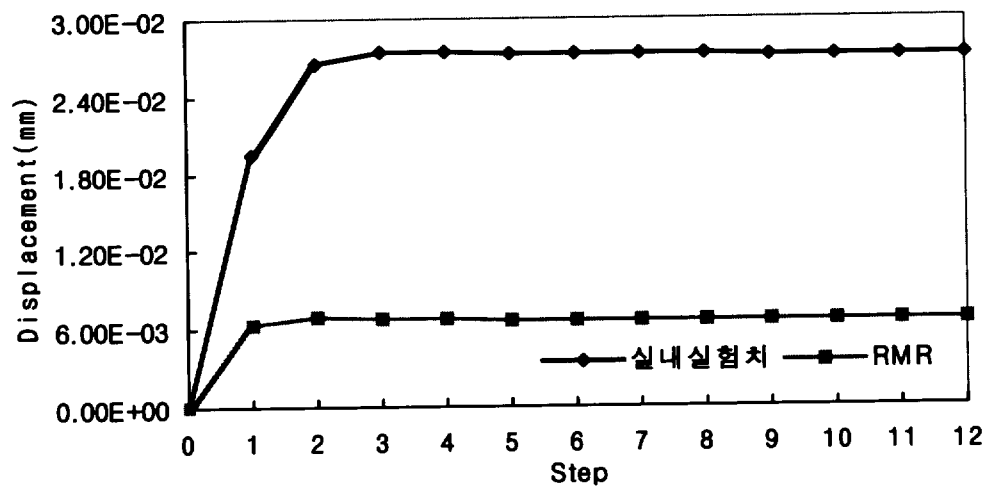


Fig. 4.14 Crown displacement of unsupported tunnels according to stiffness factors make use of rock foundation test and RMR system.

2) 측압계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 $K_0 = 0.5$, $K_0 = 2.0$ 으로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위도 증가함을 볼 수 있다. 최대 측벽변위는 $K_0 = 2.0$ 일 때 0.077mm이다.

Table 4.15 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
K(0.5)	0	0.015314	0.021086	0.022694	0.022986	0.023067	
K(0.97) 실험치	0	0.023619	0.032028	0.034343	0.034901	0.035066	
K(2.0)	0	0.054065	0.068388	0.074572	0.076622	0.077405	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
K(0.5)	0.02309	0.023096	0.023097	0.023097	0.023096	0.023096	0.023097
K(0.97) 실험치	0.035099	0.035095	0.035082	0.035069	0.035057	0.035048	0.035042
K(2.0)	0.077631	0.077621	0.077593	0.077564	0.077537	0.077515	0.077497

측압계수에 따른 측벽변위

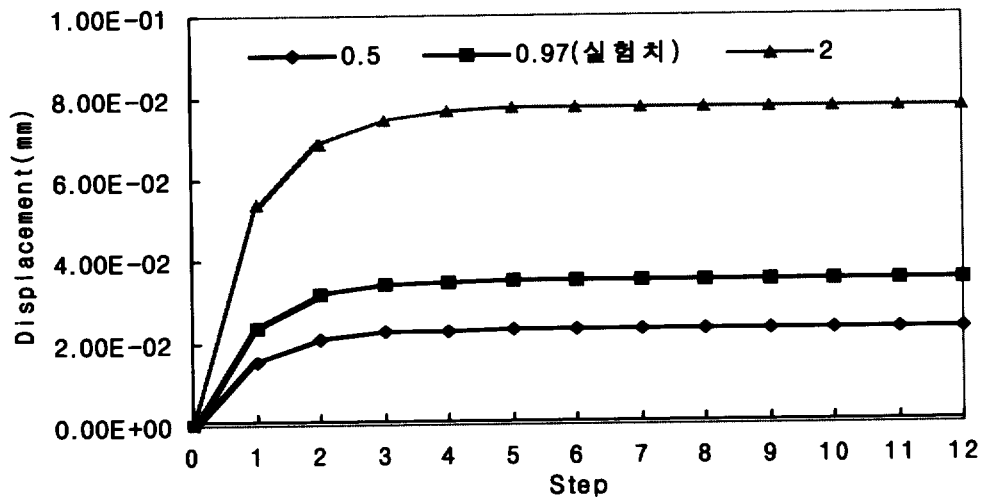


Fig. 4.15 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

(2) 천단변위

측압계수에 따른 최대 천단변위는 $K_0 = 2.0$ 일 때 0.068mm 이다. 천단변위는 측압계수가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보인다.

Table 4.16 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
K(0.5)	0	0.012827	0.015504	0.015653	0.015545	0.015462
K(0.97)	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333
실험치						
K(2.0)	0	0.053742	0.064608	0.067664	0.068394	0.068533

굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
K(0.5)	0.015421	0.015405	0.015401	0.015402	0.015405	0.015408	0.01541
K(0.97)	0.027262	0.02723	0.027217	0.02721	0.027205	0.027199	0.027193
실험치							
K(2.0)	0.068523	0.068503	0.06849	0.068476	0.068461	0.068445	0.068428

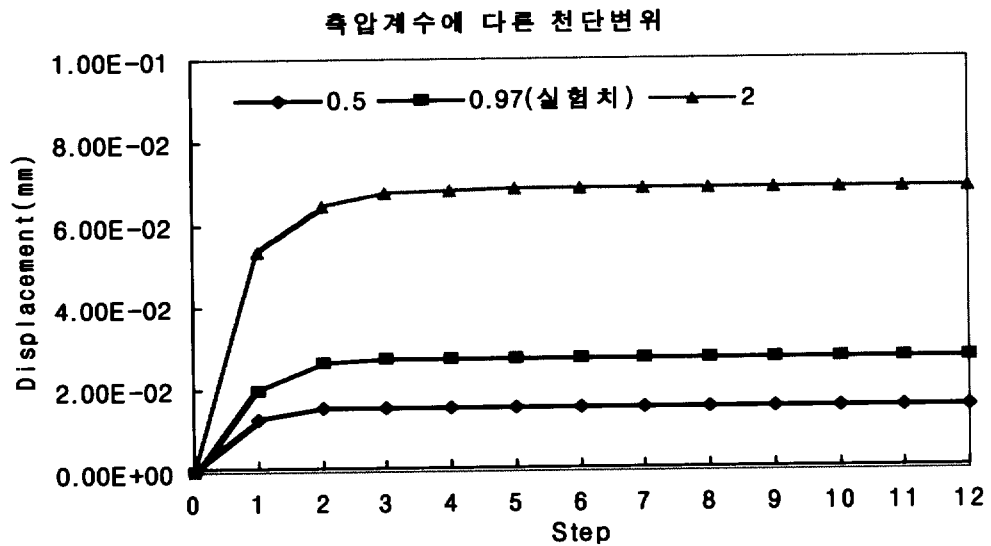


Fig. 4.16 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

측압계수에 따른 변위 거동을 보면, 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위와 천단 변위 모두 증가하는 경향을 보인다.

3) 탄성계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 탄성계수를 0.01×10^6 , 0.5×10^6 로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 탄성계수가 감소함에 따라 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 탄성계수에 따른 최대 측벽변위는 2.82mm이다.

Table 4.17 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
E1(0.819×10^6) 실험치	0	0.02361	0.03202	0.03434	0.03490	0.03506	
E2(0.5×10^6)	0	0.03862	0.05234	0.05312	0.05703	0.05731	
E3(0.01×10^6)	0	1.90997	2.56483	2.73965	2.78223	2.79778	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
E1(0.819×10^6) 실험치	0.03509	0.03509	0.03508	0.03506	0.03505	0.03504	0.03504
E2(0.5×10^6)	0.05737	0.05737	0.05736	0.05734	0.05733	0.05731	0.05730
E3(0.01×10^6)	2.80510	2.81008	2.81425	2.81807	2.82148	2.82455	2.82743

탄성계수에 따른 측벽변위

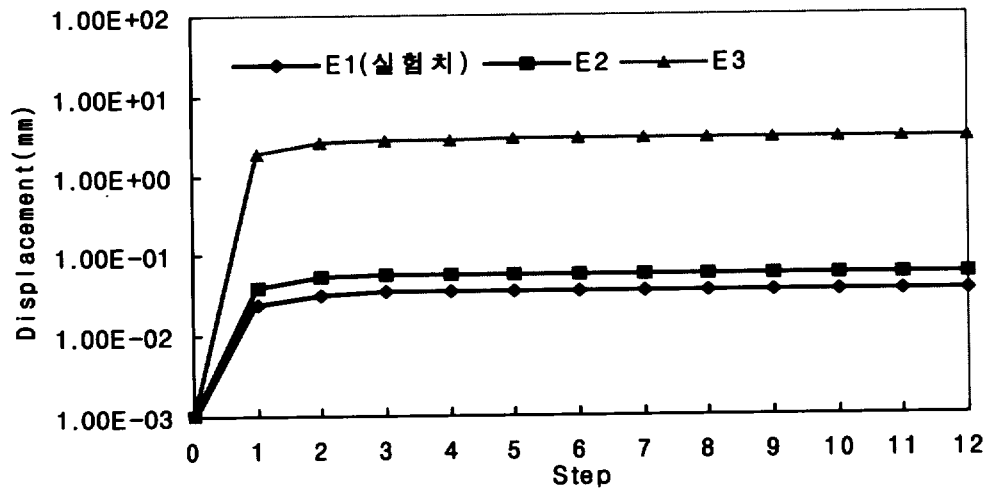


Fig. 4.17 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

(2)천단변위

탄성계수에 따른 최대 천단변위는 탄성계수가 $0.01 \cdot 10^6$ 일 때 2.33mm이다. 측벽변위의 거동과 같이 탄성계수가 감소함에 따라 천단변위는 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.18 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
E1($0.819 \cdot 10^6$) 실험치	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333	
E2($0.5 \cdot 10^6$)	0	0.031967	0.043488	0.044986	0.045019	0.044862	
E3($0.01 \cdot 10^6$)	0	1.63848	2.235918	2.327977	2.337187	2.329979	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
E1($0.819 \cdot 10^6$) 실험치	0.02726	0.02723	0.02721	0.02721	0.02720	0.02719	0.02719
E2($0.5 \cdot 10^6$)	0.04473	0.04467	0.04464	0.04462	0.04461	0.04460	0.04459
E3($0.01 \cdot 10^6$)	2.32028	2.31191	2.30467	2.29832	2.29294	2.28831	2.28719

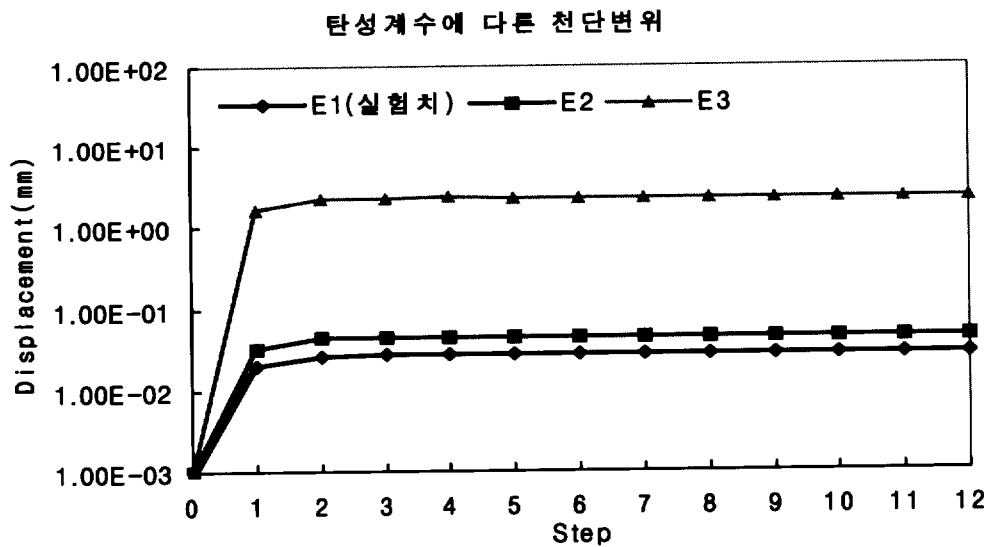


Fig. 4.18 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

4) 내부마찰각에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 내부마찰각 ϕ 를 10, 48로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 내부마찰각이 작아질수록 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 내부마찰각에 따른 최대 측벽변위는 ϕ 가 10일 때 18234mm이다.

Table 4.19 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
$\phi 1$ (48)	0	0.020377	0.025264	0.026791	0.027185	0.027293	
$\phi 2$ (38.87) 실험치	0	0.023619	0.032028	0.034343	0.034901	0.035066	
$\phi 3$ (10)	0	0.18433	0.320151	0.394011	0.614045	160.7486	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
$\phi 1$ (48)	0.02730	0.02729	0.02707	0.02725	0.02723	0.02722	0.02721
$\phi 2$ (38.87) 실험치	0.03509	0.03509	0.03508	0.03506	0.03505	0.03504	0.03504
$\phi 3$ (10)	18234.4	18159.6	18155.3	18155.3	18155.1	18155.1	18155.1

내부마찰각에 따른 측벽변위

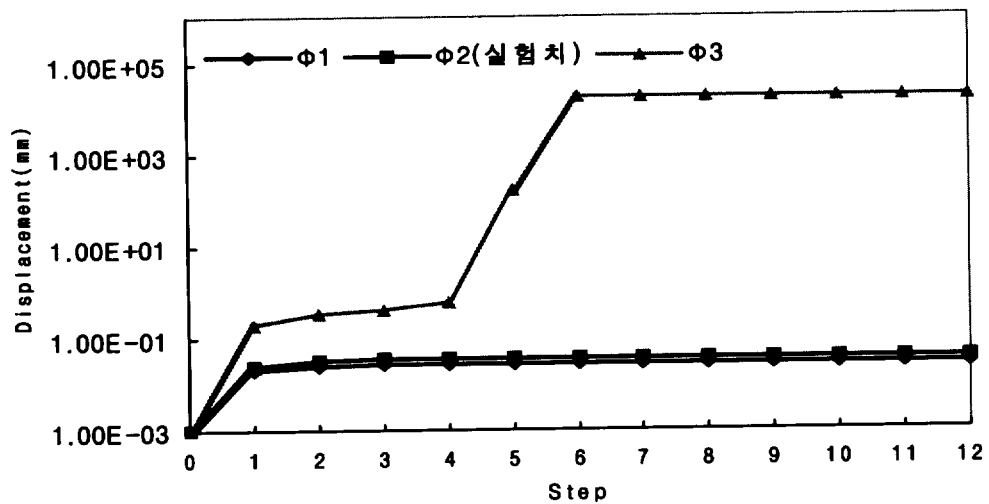


Fig. 4.19 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

(2)천단변위

내부마찰각에 따른 최대 천단변위는 ϕ 가 10일 때 49774mm이다. 내부마찰각이 감소함에 따라 천단변위는 증가하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.20 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
$\phi 1 (48)$	0	0.017204	0.01897	0.018831	0.018604	0.018461	
$\phi 2 (38.87)$ 실험치	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333	
$\phi 3 (10)$	0	0.110426	0.154588	0.182475	0.59358	1072.395	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
$\phi 1 (48)$	0.01839	0.01835	0.01834	0.01833	0.01833	0.01832	0.01832
$\phi 2 (38.87)$ 실험치	0.02726	0.02723	0.02721	0.02721	0.02720	0.02719	0.02719
$\phi 3 (10)$	49670.2	49754.2	49773.9	49774.3	49774.7	49774.8	49774.9

내부마찰각에 따른 천단변위

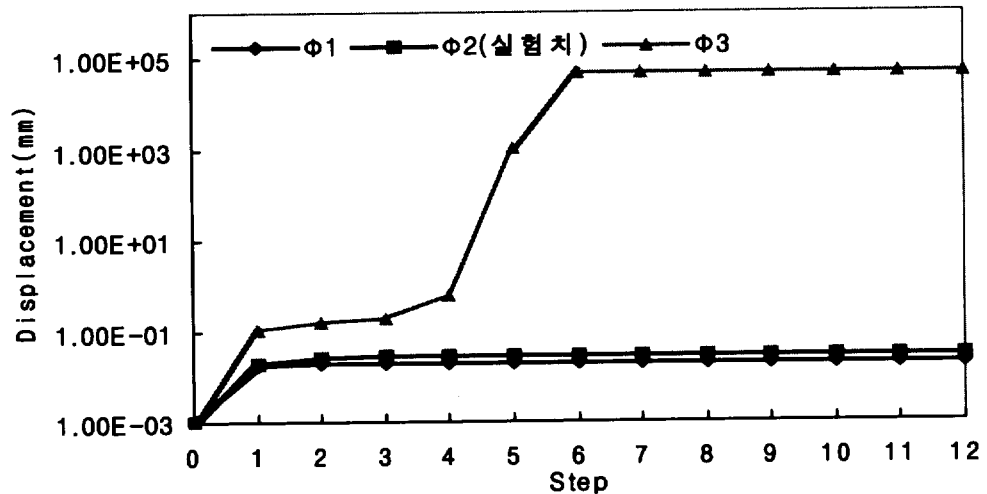


Fig. 4.20 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

내부마찰각에 따른 변위 거동에서 내부마찰각의 감소함에 따라 변위가 크게 발생하여 무지보 공동이 불안정한 상태가 되는 것을 알 수 있다.

5) 점착력에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 점착력 c 를 0.93, 2.51로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 점착력이 감소할수록 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 최대 측벽변위는 0.953mm이다.

Table 4.21 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
c1(2.51)	0	0.023619	0.032028	0.034343	0.034901	0.035066	
c2(1.86) 실험치	0	0.038621	0.052344	0.056121	0.057036	0.057313	
c3(0.93)	0	0.094206	0.146724	0.285186	0.360284	0.380937	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
c1(2.51)	0.03509	0.03509	0.03508	0.03506	0.03505	0.03504	0.03504
c2(1.86) 실험치	0.05737	0.05737	0.05736	0.05734	0.05733	0.05731	0.05730
c3(0.93)	0.48658	0.58190	0.69344	0.80715	0.87241	0.95330	0.95336

점착력에 따른 측벽변위

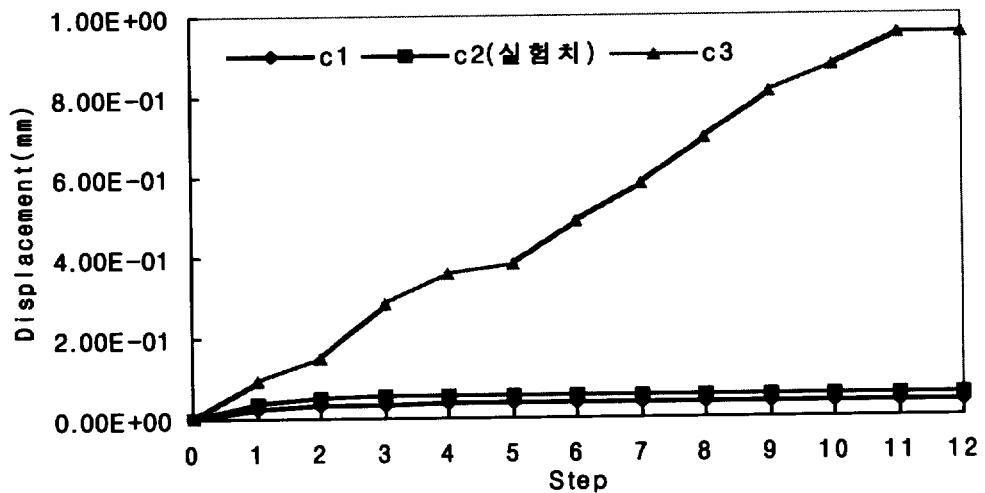


Fig. 4.21 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

(2) 천단변위

점착력에 따른 최대 천단변위는 0.045mm이다. 점착력에 변화를 주었을 때 실험치보다 작은 변위 거동을 보이는 것을 알 수 있다.

Table 4.22 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
c1(2.51)	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333
c2(1.86)	0	0.031967	0.043488	0.044986	0.045019	0.044862
실험치	0	0.02676	0.034932	0.036104	0.03622	0.036147
c3(0.93)	0	0.02676	0.034932	0.036104	0.03622	0.036147

굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
c1(2.51)	0.02726	0.02723	0.02721	0.02721	0.02720	0.02719	0.02719
c2(1.86)	0.04473	0.04467	0.04464	0.04462	0.04461	0.04460	0.04459
실험치	0.03607	0.03604	0.03602	0.03601	0.03601	0.03600	0.03600
c3(0.93)	0.03607	0.03604	0.03602	0.03601	0.03601	0.03600	0.03600

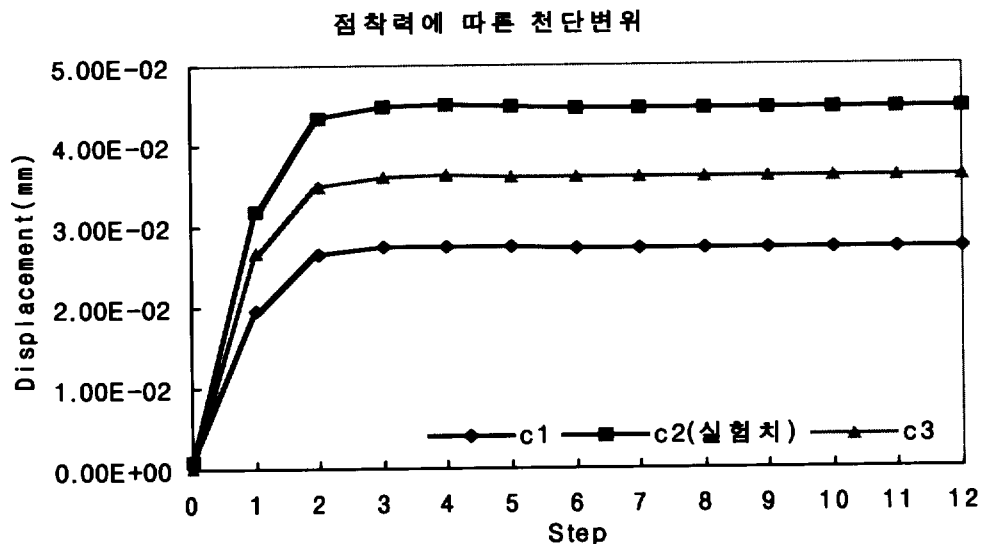


Fig. 4.22 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

6) 토피고 변화에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 토피고를 3, 12m로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 최대 측벽변위는 토피고가 12m일 때 0.069mm이다. 토피고가 증가함에 따라 측벽변위도 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.23 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
토피고1(12m)	0	0.044444	0.061537	0.067073	0.068585	0.069004	
토피고2(6m) 실험치	0	0.023619	0.032028	0.034343	0.034901	0.035066	
토피고3(3m)	0	0.012923	0.016549	0.017678	0.018022	0.018108	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
토피고1(12m)	0.06914	0.06916	0.06913	0.06911	0.06908	0.06934	0.06953
토피고2(6m) 실험치	0.03509	0.03509	0.03508	0.03506	0.03505	0.03504	0.03504
토피고3(3m)	0.01812	0.01811	0.01810	0.01809	0.01808	0.01807	0.01807

토피고에 따른 측벽변위

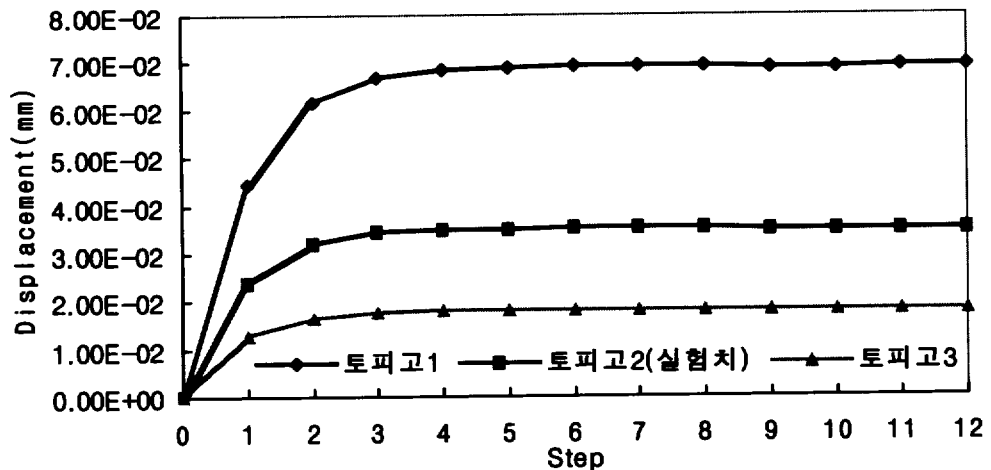


Fig. 4.23 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

(2) 천단변위

토피고 변화에 따른 최대 천단변위는 토피고가 6m일 때 0.05mm이다. 토피고가 증가함에 따라 천단변위도 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.24 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	
토피고1(12m)	0	0.037547	0.049755	0.051182	0.051243	0.051102	
토피고2(6m)	0	0.019498	0.026515	0.027414	0.027428	0.027333	
실험치							
토피고3(3m)	0	0.010036	0.011703	0.012095	0.012078	0.01202	
굴착단계	6단계	7단계	8단계	9단계	10단계	11단계	12단계
토피고1(12m)	0.05098	0.05093	0.05091	0.05090	0.05089	0.05088	0.05087
토피고2(6m)	0.02726	0.02723	0.02721	0.02721	0.02720	0.02719	0.02719
실험치							
토피고3(3m)	0.01198	0.01196	0.01195	0.01195	0.01195	0.01194	0.01194

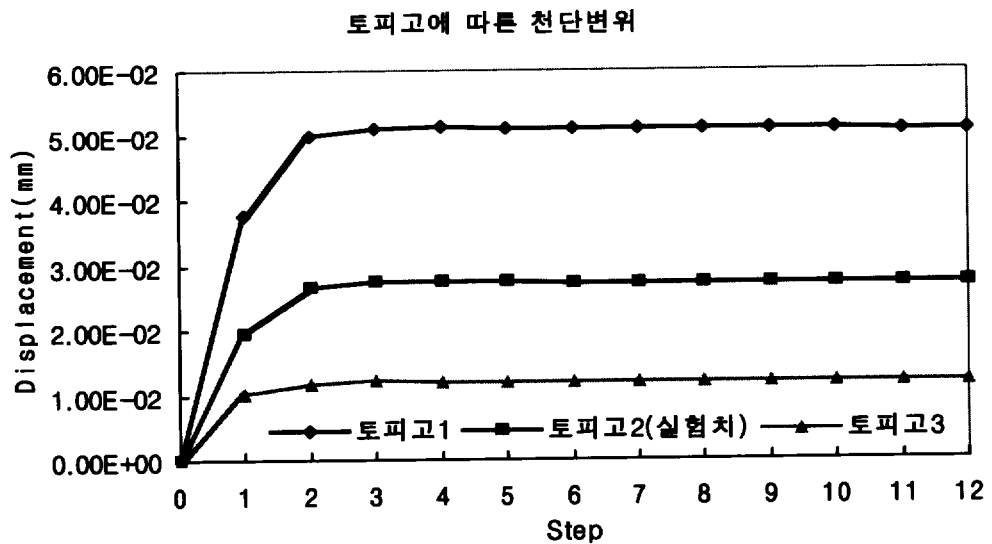


Fig. 4.24 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

4. 응회암 무지보 공동의 변위 거동 분석

응회암 무지보 공동의 입력 물성치의 변화를 주어 수치해석을 실시하였다.

첫째 실내암석시험과 RMR분류법에 의한 수치해석 결과 실내암석시험에 의한 변위거동이 RMR분류법보다 크게 나타나는 것을 볼 수 있었다. 이는 응회암의 경우 기존의 산정식이 과도한 강도 정수를 산정하게 되어 변위 거동에 영향을 미친 것으로 판단된다.

둘째 축압계수에 따른 수치해석 결과 축압계수가 증가함에 따라 축압·천단변위가 증가함을 볼 수 있다. 그러나 소성영역분포는 현무암 무지보 공동과 같은 형태로 분포하지만 변위거동은 다른 경향을 보이고 있다.

셋째 탄성계수에 따른 수치해석 결과 탄성계수가 감소함에 따라 축벽변위와 천단변위 모두 증가함을 알 수 있다. 탄성계수는 해석에 가장 중요한 입력치로서 변위의 수준을 지배하는 값이다.

넷째 내부마찰각에 따른 수치해석 결과 내부마찰각이 감소함에 따라 축벽·천단변위가 증가하며, 굴착 5단계에서 순간적인 파괴가 발생하는 것을 볼 수 있다. 이는 내부마찰각의 감소가 무지보 공동의 안정성에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

다섯째 점착력에 따른 수치해석 결과 점착력이 감소함에 따라 축벽변위를 증가하나 천단변위는 불규칙한 경향을 보인다.

여섯째 토피고에 따른 수치해석 결과 토피고가 증가함에 따라 축벽·천단변위가 증가하는 것을 볼 수 있다. 현무암 무지보 공동과는 다르게 토피고 변화가 응회암 무지보 공동의 변위거동에는 큰 영향을 미치지 못하고 있다.

따라서 응회암 무지보 공동의 변위거동을 분석한 결과 내부마찰각에 변화를 주었을 때가 무지보 공동의 안정성에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

5. 스크리아 무지보 공동의 변위

1) 실내암석시험에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 수치해석을 검토한 결과 최대 측벽변위는 6.107mm이다. 측벽변위가 점차적으로 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.25 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
실내 암석시험	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
실내 암석시험	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118

스크리아무지보공동 측벽변위

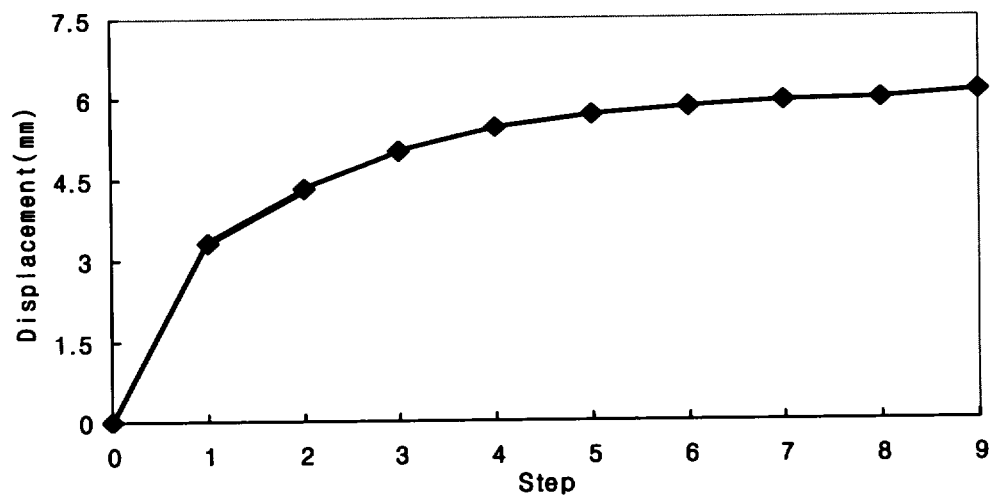


Fig. 4.25 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test

(2) 천단변위

최대 천단변위는 12.33mm이며, 천단변위가 계속적으로 증가하는 경향을 보여 무지보 공동의 안정성에 문제가 발생할 것으로 보인다.

Table 4.26 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
실내 암석시험	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
실내 암석시험	5.191563	5.317452	12.315629	12.322662	12.336391

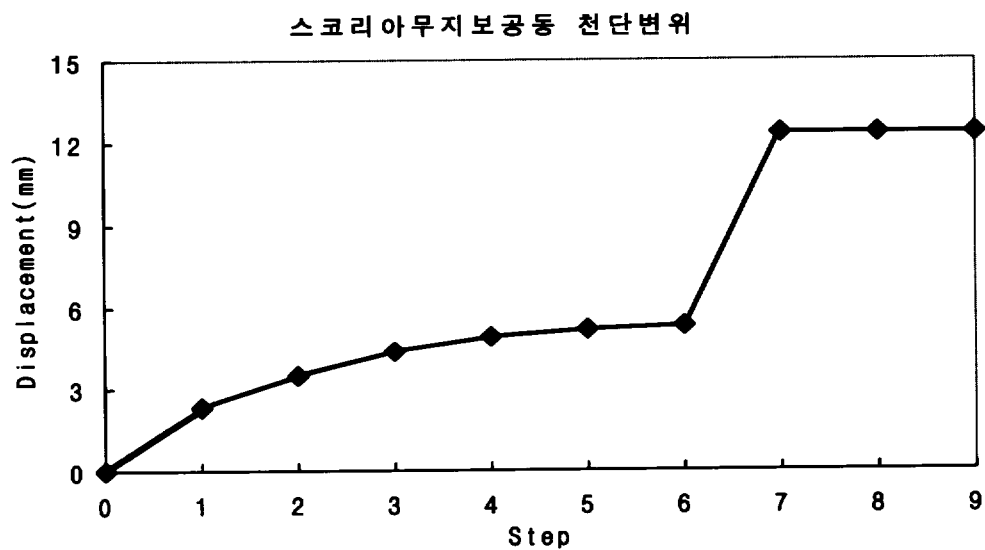


Fig. 4.26 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing to Rock foundation test

스코리아 무지보 공동의 수치해석 결과 변위가 크게 발생하는 것으로 보아 무지보 공동의 불안정 상태인 것을 알 수 있다.

2) 측압계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 $K_v = 0.5$, $K_v = 2.0$ 으로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위도 증가함을 볼 수 있다. 최대 측벽변위는 $K_v = 2.0$ 일 때 14.36mm이다.

Table 4.27 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
$K_v (0.5)$	0	0.618018	1.000436	1.272759	1.432879
$K_v (1.08)$	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
실험치					
$K_v (2.0)$	0	3.531727	4.793754	10.1965	10.58263
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
$K_v (0.5)$	1.527093	1.593172	1.766017	2.064731	7.5522
$K_v (1.08)$	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118
실험치					
$K_v (2.0)$	10.73335	10.86328	10.92844	10.95739	14.36995

측압계수에 따른 측벽변위

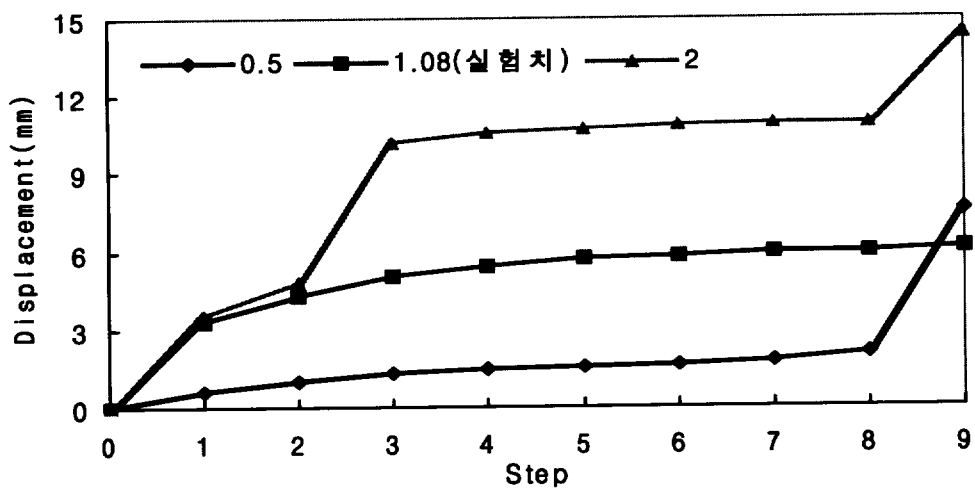


Fig. 4.27 Side wall displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

(2) 천단변위

측압계수에 따른 최대 천단변위는 $K_0 = 2.0$ 일 때 91.71mm 이다. 측압계수가 증가할수록 천단변위는 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.28 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
K(0.5)	0	0.267653	0.358848	0.404304	0.434312
K(1.08) 실험치	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
K(2.0)	0	3.038612	9.898847	13.13084	14.50823
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
K(0.5)	0.452962	7.837887	7.787233	7.767238	7.738684
K(1.08) 실험치	5.191563	5.317452	12.31563	12.32266	12.33639
K(2.0)	15.38168	17.34966	18.50721	18.99328	91.71983

측압계수에 따른 천단변위

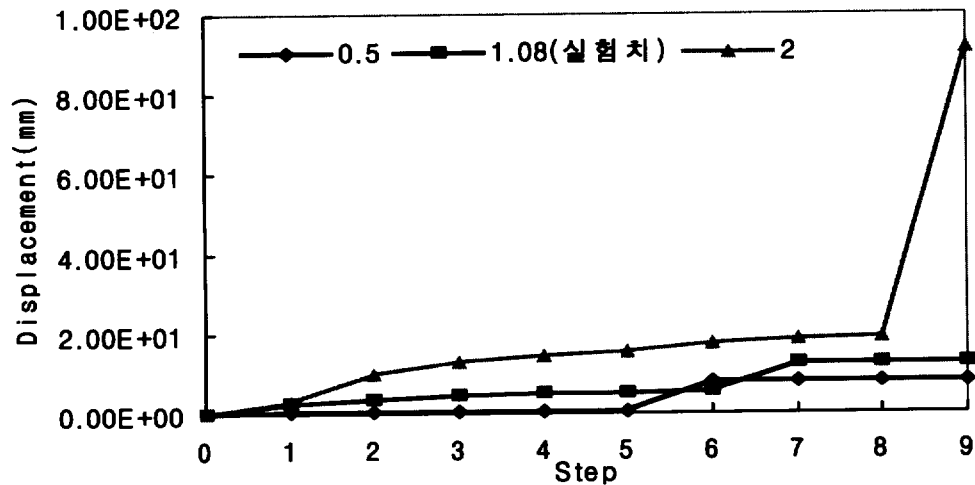


Fig. 4.28 Crown displacement of unsupported tunnels according to lateral pressure bearing

측압계수가 증가함에 따라 무지보 공동의 변위 거동도 크게 증가함에 따라 불안정 상태가 되는 것을 알 수 있다.

3) 탄성계수에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 탄성계수를 0.007×10^6 , 0.0681×10^6 로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 탄성계수가 감소함에 따라 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 탄성계수에 따른 최대 측벽변위는 9174mm이다.

Table 4.29 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
E1(0.0681×10^6)	0	3.500218	3.709269	3.94654	4.127231
E2(0.03×10^6) 실험치	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
E1(0.0681×10^6)	4.222599	4.281417	4.31445	4.33463	4.344742
E2(0.03×10^6) 실험치	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118
E3(0.007×10^6)	23.29407	23.76544	9199.234	9187.976	9174.294

탄성계수에 따른 측벽변위

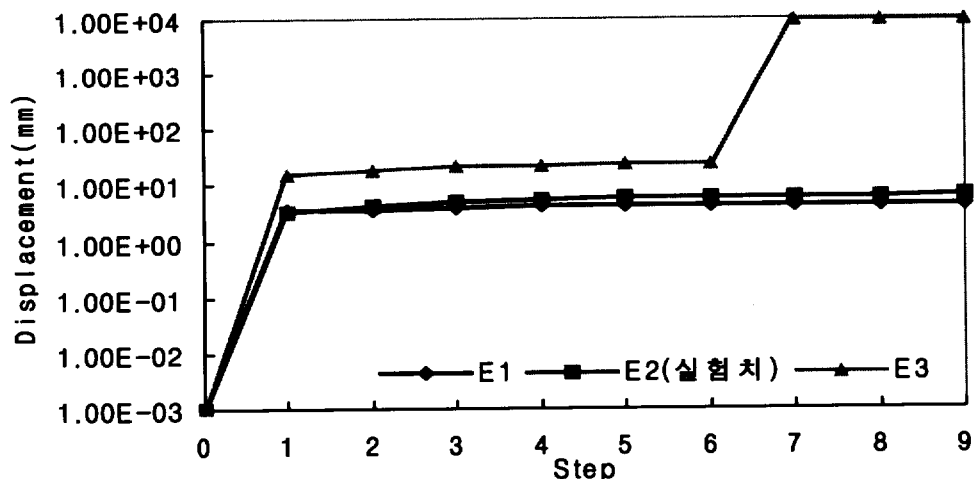


Fig. 4.29 Side wall displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

(2)천단변위

탄성계수에 따른 최대 천단변위는 탄성계수가 $0.007 \cdot 10^6$ 일 때 108324mm이다. 측벽 변위의 거동과 같이 탄성계수가 감소함에 따라 천단변위는 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.30 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
E1($0.0681 \cdot 10^6$)	0	1.77668	2.145839	2.557543	2.76919
E2($0.03 \cdot 10^6$) 실험치	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
E3($0.007 \cdot 10^6$)	0	56.35246	57.57801	58.93327	59.75949
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
E1($0.0681 \cdot 10^6$)	2.870723	2.924541	2.947106	2.954719	2.956505
E2($0.03 \cdot 10^6$) 실험치	5.191563	5.317452	12.31563	12.32266	12.33639
E3($0.007 \cdot 10^6$)	60.18202	60.38775	107830.8	108245.4	108324.2

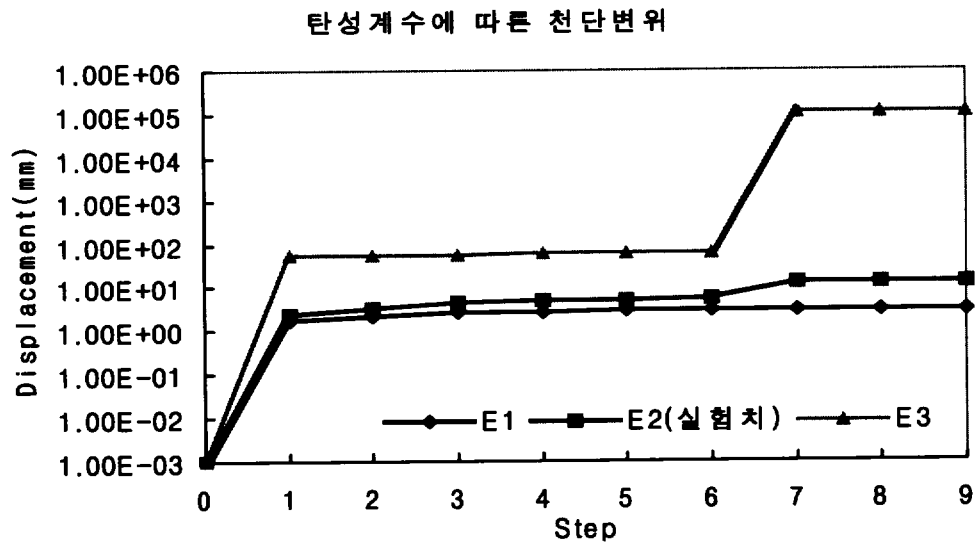


Fig. 4.30 Crown displacement of unsupported tunnels according to elastic modulus

4) 내부마찰각에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 내부마찰각 ϕ 를 26.8, 49로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 내부마찰각이 작아질수록 측벽변위는 증가함을 볼 수 있다. 내부마찰각에 따른 최대 측벽변위는 ϕ 가 26.8일 때 7.93mm이다.

Table 4.31 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
$\phi 1$ (49)	0	0.500606	0.67505	0.753965	0.79277
$\phi 2$ (30.24) 실험치	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
$\phi 3$ (26.8)	0	3.060661	4.634656	5.48481	6.220289
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
$\phi 1$ (49)	0.810982	0.819485	0.82352	0.824948	0.825175
$\phi 2$ (30.24) 실험치	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118
$\phi 3$ (26.8)	6.59126	6.849163	7.00471	7.172174	7.937974

내부마찰각에 따른 측벽변위

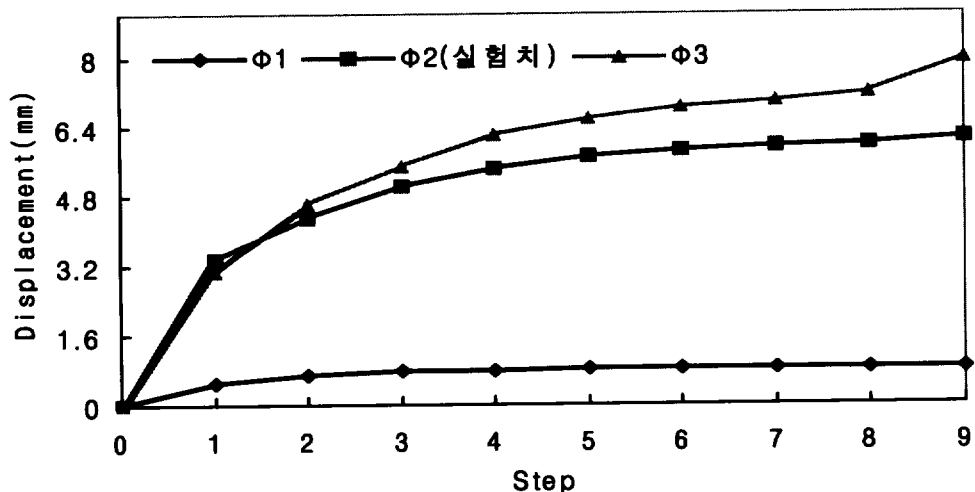


Fig. 4.31 Side wall displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

(2)천단변위

내부마찰각에 따른 최대 천단변위는 ϕ 가 26.8일 때 24.66mm이다. 내부마찰각이 감소함에 따라 천단변위는 증가하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.32 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
$\phi 1$ (49)	0	0.542742	0.725408	0.804475	0.831442
$\phi 2$ (30.24) 실험치	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
$\phi 3$ (26.8)	0	2.358556	3.745718	4.814326	5.598583
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
$\phi 1$ (49)	0.838402	0.837842	0.834923	0.831626	0.828458
$\phi 2$ (30.24) 실험치	5.191563	5.317452	12.31563	12.32266	12.33639
$\phi 3$ (26.8)	5.858843	6.003886	6.077717	6.137573	24.66064

내부마찰각에 따른 천단변위

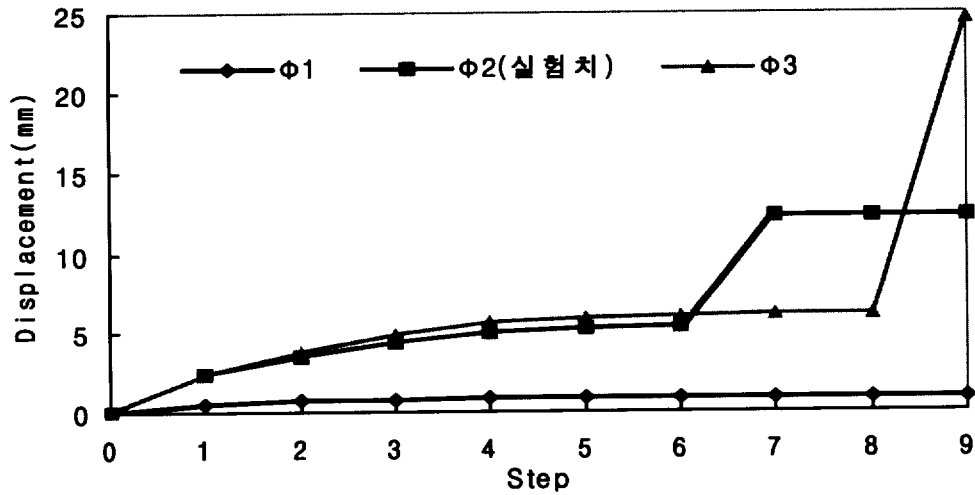


Fig. 4.32 Crown displacement of unsupported tunnels according to angle of internal friction

내부마찰각의 감소함에 따라 변위거동은 크게 발생하는 것을 볼 수 있다. 천단변위에 경우는 마지막 단계에 큰 변위가 발생하여 무지보 공동의 파괴를 야기할 것으로 보인다.

5) 점착력에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 점착력 c 를 0.2, 4로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 점착력이 감소할수록 변위가 증가함을 볼 수 있다. 최대 측벽변위는 100.97mm이다.

Table 4.33 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
c1(4)	0	0.483769	0.646508	0.719178	0.753672
c2(0.94) 실험치	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
c3(0.2)	0	6.444948	10.10289	13.83844	21.73429
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
c1(4)	0.769573	0.777472	0.781241	0.782544	0.782706
c2(0.94) 실험치	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118
c3(0.2)	23.60513	80.61882	85.0658	100.9399	100.9703

점착력에 따른 측벽변위

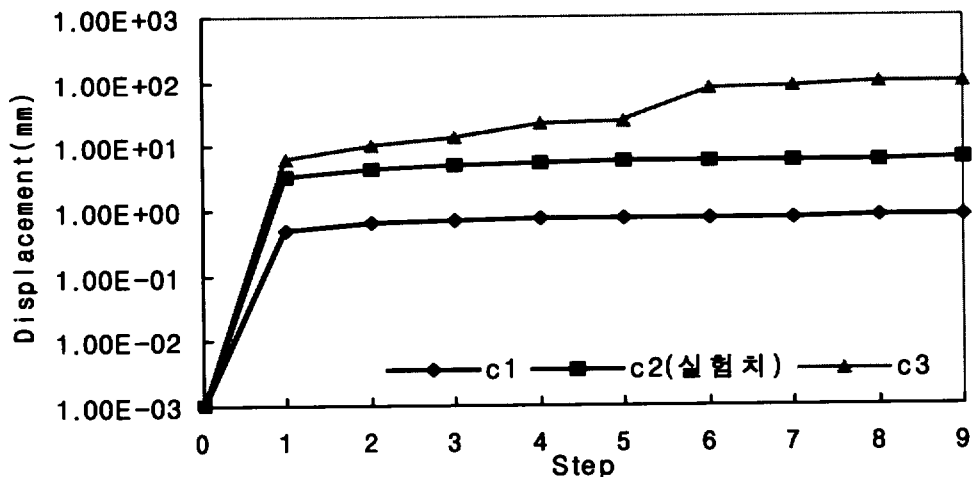


Fig. 4.33 Side wall displacement of unsupported tunnels according to cohesion

(2) 천단변위

점착력에 따른 최대 천단변위는 870.59mm이다. 점착력이 감소함에 따라 천단변위는 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.34 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
c1(4)	0	0.530692	0.701816	0.767912	0.795078
c2(0.94) 실험치	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
c3(0.2)	0	3.859658	7.102585	10.84926	13.14727
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
c1(4)	0.803412	0.803733	0.801316	0.798258	0.816048
c2(0.94) 실험치	5.191563	5.317452	12.31563	12.32266	12.33639
c3(0.2)	14.59854	15.84062	16.62288	869.0767	870.5901

점착력에 따른 천단변위

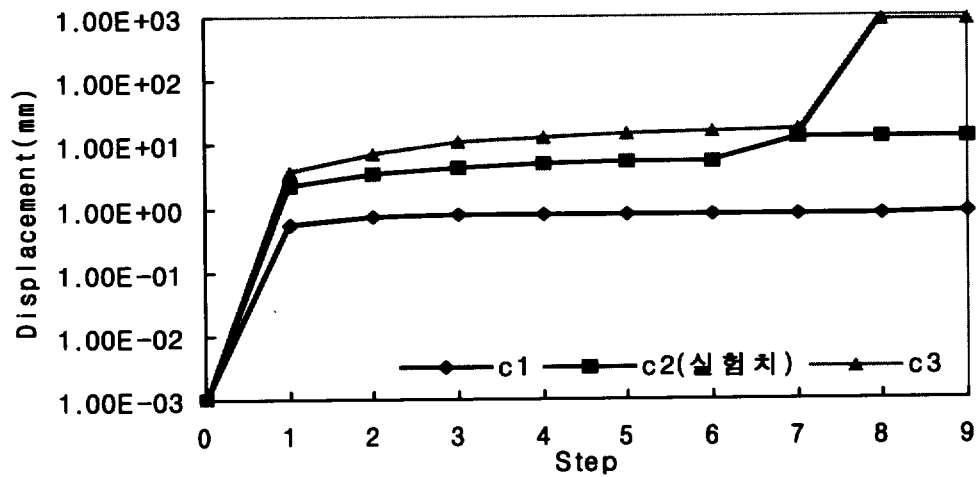


Fig. 4.34 Crown displacement of unsupported tunnels according to cohesion

점착력이 감소함에 따라 변위거동이 크게 발생하여 무지보 공동의 안정성에 큰 문제를 야기하고 있다.

6) 토피고 변화에 따른 변위

(1) 측벽변위

실내암석시험을 실시하여 얻은 물성치를 기준으로 토피고를 1.25, 5m로 변화를 주어 수치해석을 실시한 결과 최대 측벽변위는 토피고가 5m일 때 109.29mm이다. 토피고에 변화에 따라 측벽변위는 크게 증가함을 볼 수 있다.

Table 4.35 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
토피고1(5m)	0	23.413064	25.937481	28.154626	29.55893
토피고2(2.5m) 실험치	0	3.327204	4.310568	5.01284	5.44422
토피고3(1.25m)	0	4.821661	7.273631	8.899652	10.20221
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
토피고1(5m)	30.433488	108.410152	107.490329	108.514428	109.290473
토피고2(2.5m) 실험치	5.706774	5.845091	5.951054	5.994443	6.107118
토피고3(1.25m)	10.74133	11.2629	12.3403	13.13528	13.74674

토피고에 따른 측벽변위

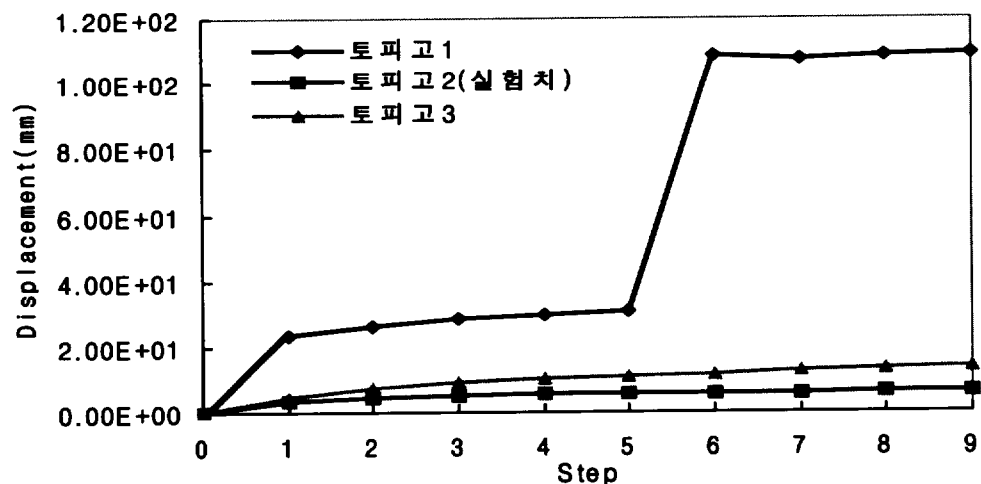


Fig. 4.35 Side wall displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

(2)천단변위

토피고 변화에 따른 최대 천단변위는 토피고가 1.25m일 때 24.11mm이다. 토피고가 2.5m일 때보다 토피고에 변화를 주었을 때 변위 거동이 크게 발생하는 것을 볼 수 있다.

Table 4.36 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

굴착단계	초기단계	1단계	2단계	3단계	4단계
토피고1(5m)	0	7.894859	10.749873	13.422216	15.175414
토피고2(2.5m)	0	2.332145	3.450858	4.358936	4.915025
실험치					
토피고3(1.25m)	0	3.295422	4.760735	6.32351	7.048715
굴착단계	5단계	6단계	7단계	8단계	9단계
토피고1(5m)	15.977809	16.398663	16.614003	16.768714	16.831156
토피고2(2.5m)	5.191563	5.317452	12.31563	12.32266	12.33639
실험치					
토피고3(1.25m)	7.404189	22.05417	23.64166	23.9635	24.11365

토피고에 따른 천단변위

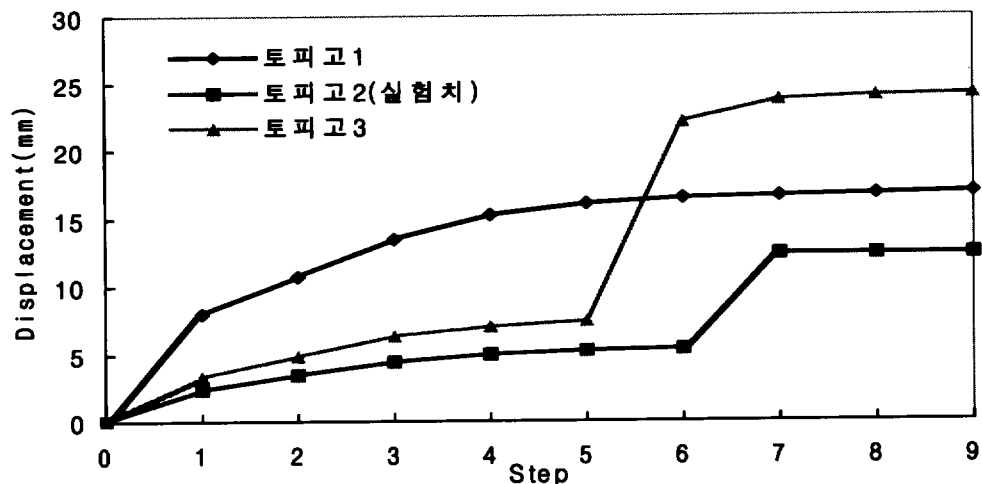


Fig. 4.36 Crown displacement of unsupported tunnels according to the depth of cover

6. 스코리아 무지보 공동의 변위 거동 분석

스코리아 무지보 공동의 입력 물성치의 변화를 주어 수치해석을 실시하였다.

첫째 실내암석시험 의한 수치해석 결과 측벽변위와 천단변위가 현무암·응회암 무지보 공동에 비해 크게 발생하여 무지보 공동의 불안정한 상태를 보이고 있다.

둘째 측압계수에 따른 수치해석 결과 측압계수가 증가함에 따라 측벽·천단변위가 증가함을 볼 수 있다. 측압계수 증가에 따른 변위거동이 크게 되어 파괴가 발생한다. 그래서 소성영역분포는 앞에 경우와는 다르게 뚜렷한 형상을 보여주지 못하고 있다.

셋째 탄성계수에 따른 수치해석 결과 탄성계수가 감소함에 따라 측벽변위와 천단변위 모두 증가함을 알 수 있다. 굴착7단계에서 순간적으로 큰 변위거동이 발생하여 무지보 공동이 파괴가 일어난다. 탄성계수는 해석에 가장 중요한 입력치로서 변위의 수준을 지배하는 값이다.

넷째 내부마찰각에 따른 수치해석 결과 내부마찰각이 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가하며, 내부마찰각의 감소함에 따라 변위거동이 크게 발생하여 계속적인 굴착 시 무지보 공동의 파괴를 야기할 것으로 판단된다.

다섯째 점착력에 따른 수치해석 결과 점착력이 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 스코리아가 하나의 암석이 아니라 화산쇄설물들이 결합에 의하여 무지보 공동이 자립을 하고 있기 때문에 지하수위 등 주변 환경이 변화에 따라 점착력이 감소하여 무지보 공동의 파괴가 발생하게 될 것이다.

여섯째 토피고에 따른 수치해석 결과 토피고가 증감에 따라 측벽·천단변위가 증가하는 것을 볼 수 있다. 토피고가 높아지면 측압계수가 낮아지게 되어 측벽부위에 변위 거동을 발생하게 하고 토피고가 낮아지면 측압계수가 증가하여 천단부에 변위거동을 발생하게 하는 것으로 판단된다.

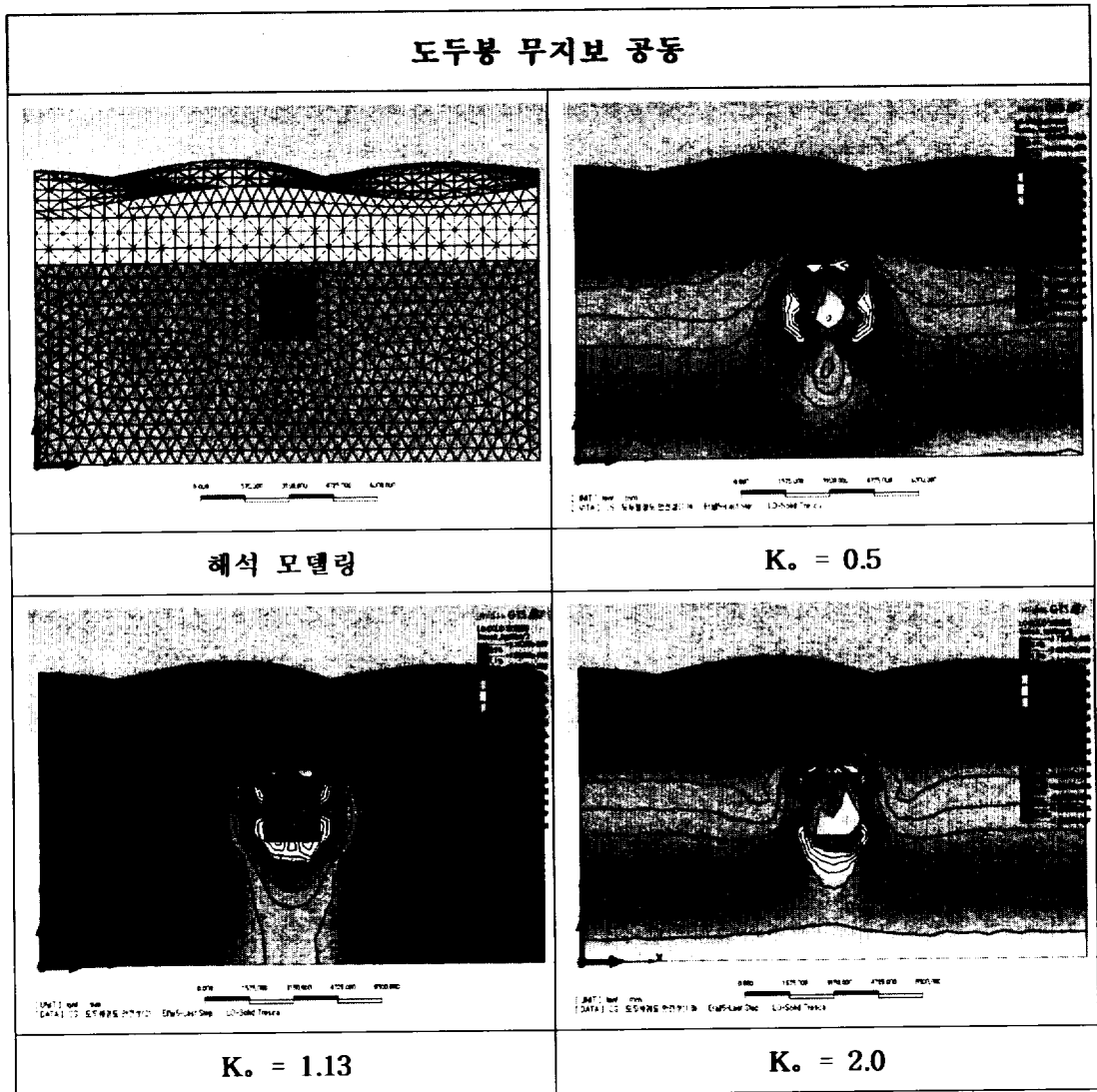
따라서 스코리아 무지보 공동이 현재상태의 수치해석 결과로도 위험성이 높은 것으로 나타나며, 환경적인 요인 등으로 인해 순간적인 파괴가 발생할 수 있을 것으로 판단된다.

7. 측압계수와 무지보 공동 형상에 따른 소성영역분포 특성

1) 현무암 무지보 공동

측압계수가 $K_0 = 0.5$ 인 경우 소성영역은 무지보 공동의 측벽부에 집중되어 분포하고 있는 것을 볼 수 있으며, $K_0 = 1.13$ 인 경우 소성영역은 무지보 공동을 둘러싼 형태로 분포한다. 그리고 $K_0 = 2.0$ 인 경우 소성영역은 측벽부보다는 무지보 공동의 천단부와 바닥부에 분포하는 것을 볼 수 있다.

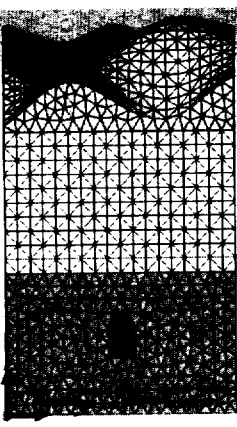
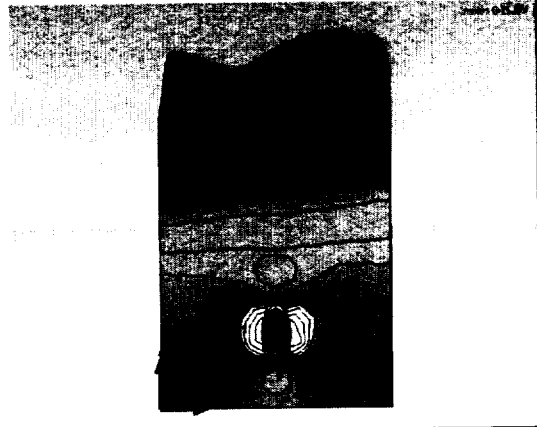

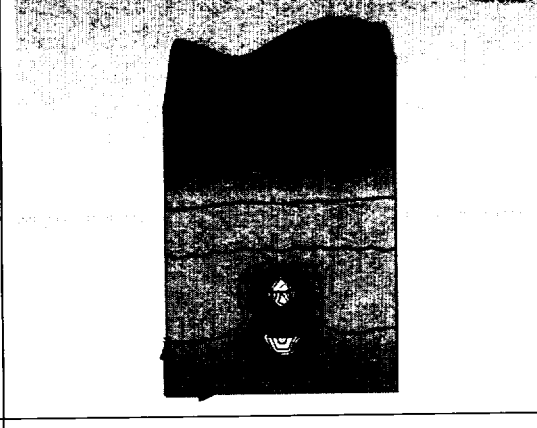
Table 4.37 Plastic region of Basalt underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing



2) 응회암 무지보 공동

현무암 무지보 공동과 유사하게 소성영역이 분포하는 것을 볼 수 있다. 측압계수가 증가함에 따라 소성영역 분포는 무지보 공동의 측벽부에서 천단부와 바닥부로 이동하는 것을 볼 수 있다.

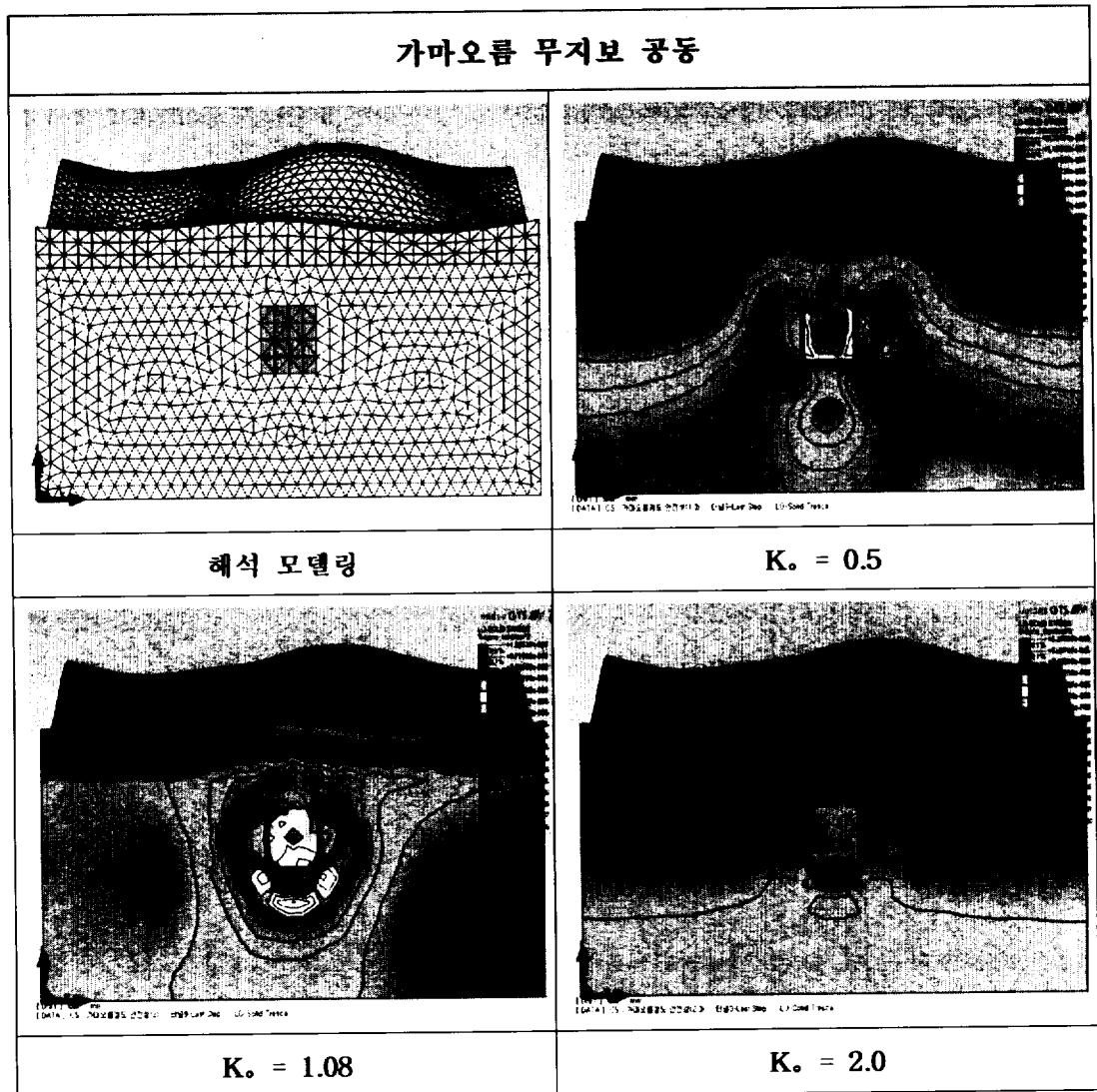
Table. 4.38 Plastic region of Tuff underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing

단산 무지보 공동	
	
해석 모델링	$K_0 = 0.5$
	
$K_0 = 0.97$	$K_0 = 2.0$

3) 스코리아 무지보 공동

스코리아 무지보 공동의 소성영역은 측압계수가 증가함에 따라 변위거동이 크다 보니 현무암·응회암 무지보 공동에 비해 소성영역 분포가 뚜렷하지 못하는 경향을 보이고 있다. 소성영역을 이완영역이라고 하는데 매질이 강도를 상실하여 힘을 받을 수 없기 때문에 응력이 이완된 상태를 의미하나 스코리아 무지보 공동에서는 측압계수가 증가함에 따라 무지보 공동의 이완이 아니라 파괴가 발생하는 것을 알 수 있다.

Table. 4.39 Plastic region of Scoria underground tunnels according to coefficient of lateral pressure bearing



V. 결 론

본 연구에서는 제주도에 분포하는 무지보 공동의 안정성 해석에 사용되는 암반물성에 신뢰성을 위하여 실내암석시험을 실시하여 얻은 실험치와 기존 이론치 범위 안에서 RMR분류법에 의한 강도 정수와 변위 거동을 비교 분석하고 축압계수, 탄성계수, 내부마찰각, 점착력, 토피고을 변화시켜 수치해석을 실시하여 현무암, 응회암, 스코리아 무지보 공동의 거동에 미치는 영향을 분석하였다. 본 연구에 대한 결과는 다음과 같다.

1. 현무암 무지보 공동을 구성하고 있는 도두봉 현무암은 장석 반정이 2~4% 함유되고 암회색을 띤다. 비중은 2.39, 흡수율은 3.91%이고, 압축강도는 114MPa, 인장강도는 4.1MPa, 탄성계수는 $4.3 \times 10^6 \text{t/m}^2$, Poisson비는 0.21, 내부마찰각은 58.75deg, 점착력은 5.74t/m^2 이다. 기존 현무암 이론과 비교한 결과 기존 이론치의 압축강도가 1.5~2배 이상 크게 나오고 인장강도는 3~4배 이상 큰 차이를 나타냈다. 이는 기존 현무암의 강도의 물성치들이 제주도 현무암보다는 과하게 산정된 것으로 판단된다.
2. 응회암 무지보 공동을 구성하고 있는 응회암은 현무암질 유리질응회암으로 황갈색 내지 담갈색을 띤다. 비중은 2.15, 흡수율은 17.39%이고, 압축강도와 인장강도는 각각 35.49MPa, 1.86MPa, 탄성계수는 $0.819 \times 10^6 \text{t/m}^2$, Poisson비는 0.12, 내부마찰각은 38.87deg. 점착력은 1.86t/m^2 이다. 기존 응회암 이론과 비교한 결과 기존 이론치의 압축강도가 2~3배, 인장강도는 2~7배 이상 큰 차이를 나타냈다.
3. 스코리아 무지보 공동을 구성하고 있는 스코리아는 다공질이며 암적색을 띤다. 비중은 2.12, 흡수율은 13.05% 탄성계수는 68100t/m^2 , Poisson비는 0.32, 내부마찰각은 30.24deg, 점착력은 0.94t/m^2 이다.

4. 현무암 무지보 공동의 암반물성의 변화를 시켜 변위거동을 분석한 결과 현재 무지보 공동의 상태는 안정하며, RMR분류법에 의한 강도 정수 산정치보다는 실내암석시험치가 탄성계수는 2.5배, 내부마찰각은 1.7배 크게 나타나며, 측압계수가 증가함에 따라 측벽변위는 증가하고 천단변위는 감소하며, 탄성계수의 경우는 탄성계수가 감소함에 따라 측벽·천단변위는 증가하는 경향을 보였다. 내부마찰각, 점착력의 경우는 변위 거동에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 그리고 토피고의 경우는 토피고를 감소시켰을 때는 측벽변위가 증가하고 토피고를 증가시키면 천단변위가 증가하는 경향을 보이며 변위거동이 크게 발생하였다. 따라서 현무암 무지보 공동의 변위거동을 분석한 결과 토피고에 변화를 주었을 때가 무지보 공동의 안정성에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

5. 옹회암 무지보 공동의 암반물성의 변화를 시켜 변위거동을 분석한 결과 현재의 무지보 공동의 상태는 안정하며, RMR분류법에 의한 강도 정수 산정치가 실내암석시험치보다 크게 나타나는데, 이는 기존 산정식이 과다한 강도 정수를 산정된 것으로 판단된다. 측압계수가 증가함에 따라 측벽·천단변위가 증가하며, 탄성계수가 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가하며, 내부마찰각의 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가하며, 굴착단계 중 순간적인 파괴가 발생하는 것을 볼 수 있다. 그리고 점착력과 토피고는 무지보 공동의 변위거동을 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 따라서 옹회암 무지보 공동의 변위거동을 분석한 결과 내부마찰각에 변화를 주었을 때 무지보 공동의 안정성에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

6. 스코리아 무지보 공동의 암반물성의 변화를 시켜 변위거동을 분석한 결과 현재의 스코리아 무지보 공동의 상태는 불안정하며, 측압계수가 증가함에 따라 측벽·천단변위가 증가함을 볼 수 있으나 변위거동이 크게 발생하여 파괴가 일어나며, 탄성계수, 내부마찰각의 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가하여 무지보 공동의 파괴가 일어나며, 점착력이 감소함에 따라 측벽·천단변위가 증가한다. 즉 지하수위, 지반진동 등에 의해 점착력이 감소하여 무지보 공동이 파

괴를 야기할 수 있다. 토피고가 높아지면 측벽변위가 증가하고, 낮아지면, 천단변위가 증가한다. 따라서 스코리아 무지보 공동의 수치해석 결과 현재 상태도 붕괴가 발생할 위험성이 있으며, 환경적인 요인 등으로 인해 순간적인 파괴가 발생할 수 있을 것으로 판단된다.

VI. 참고 문헌

- 강성승, 2005, 삼호지역에 분포하는 유리질화산암에 대한 물리적·역학적 특성, 터널과 지하공간, 한국암반공학회지, 제15권, 제3호, pp.223~227.
- 구호본(2008), 붕괴절토사면의 수치해석시 암반물성치 및 해석모델에 대한 고찰, 한국지반공학회 논문집, 제24권, 5호, pp.65~78.
- 김준호(2006), 제주도 표선리 현무암의 역학적 특성 및 강도에 관한 연구, 제주대학교 석사학위논문, pp.54~58.
- 천병식, 2006, RMR을 이용한 암반의 주요 변형계수 추정식의 적용성 평가, 한국지반환경공학회 논문집, 제7권, 제2호, pp.25~32.
- 마이다스아이티(2005), Analysis Reference, pp.166~169.
- 명주완(2008), 2-Arch 터널의 굴착방식에 따른 안전성 비교 분석, 전남대학교 석사학위논문, pp. 5~7.
- 박진규(2006), 3차원 해석에 의한 NATM 터널의 변형예측 및 현장계측, 창원대학교 석사학위논문, pp.22~24.
- 백승한(1997), 터널링에 의한 암반-지보 반응거동에 관한 연구, 한양대학교 석사학위논문, pp.7~10.
- 오동일(2004), 송이의 강도특성 및 CBR에 관한 연구, 제주대학교 석사학위논문, pp. 24,28,33.
- 유인선(2007), 용담댐 도수터널 하중분담률에 따른 지반거동, 충남대학교 석사학위논문, pp.5~6.
- 유충식, 이현범 (1997), 터널의 안정성 해석, 지반공학시리즈 7 터널, 구미서관, pp. 177-257.
- 윤지선·박종관(2003), 토목기술자를 위한 암반역학, 도서출판 구미서관, pp. 70~85.
- 최창립(1998), 터널 굴착공법에 따른 하중분배율 적용성에 관한 연구, 한양대학교 석사학위논문.

한국지반공학회(2003), 토목기술자를 위한 암반공학, 도서출판 구미서관, pp.77~79, 271~282, 308~351.

Hoek, E. and Brown, E. T. (1980) Underground Excavations in Rock, London, pp.527.

Hoek E. and Brown E.T. (1997), Practical Estimates of Rock Mass Strength, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.

Hoek, E.(1998), Rock Engineering-course notes, pp.313.

J. L. Serafim and J. P. Pereira (1983), Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski. Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, Vol. 1(II), pp.33~44.

Trueman R. (1988), An Evaluation of Strata Support Techniques in Dual Life Gateroads, Ph.D Thesis, University of Wales.

Z. T. Bieniawski(1978), Determining Rock Mass Deformability-experience from case historise. International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics, pp.237~247.

Z. T. Bieniawski(1989), Engineering Rock Mass Classifications, pp.51~64.