

원자력연구소 내 지하처분연구시설의 암반 거동 예측

권상기^{1)*}, 조원진²⁾

Evaluation of the Deformational Behavior of the Underground Research Tunnel in KAERI

Sangki Kwon and Won-Jin Cho

1. 서 론

원자력을 이용하고 있는 세계 각국에서는 자국의 방사성폐기물 특성과 지질조건에 적합한 영구처분방안을 개발하기 위해 노력하고 있다. 한국의 경우, 1997년 이후 원자력연구소에서는 고준위폐기물 처분을 위한 심지층 처분 시스템 도출과 관련된 중장기 연구를 수행하고 있다. 심지층 처분 시스템을 개발하기 위해서는 지하 심부 암반의 물리적, 화학적, 역학적, 열적, 수리적 물성과 이들과 핵종이동의 관계, 처분환경에서의 공학적 방벽 및 암반의 거동이 처분장 안정성 및 안전성에 미치는 영향 등을 파악해야 한다. 이를 위해 원자력연구소에서는 소내에 소규모의 지하처분연구시설(Underground Research Tunnel, URT)을 건설하고 처분 관련 현장 연구를 수행할 계획을 추진중이다.

2003년 하반기에서 2004년 4월까지 URT 부지에 대한 지표지질조사, 탄성파탐사, 전기비저항 탐사, 수직공 및 경사공 시추, 실험실 암석시험과 시추공을 이용한 다양한 시험이 실시되었으며 이를 통한 URT의 설계가 이루어졌다. 지하처분연구시설 부지에 대한 지질조사 결과는 조원진 등(2004a)에 의해 보고되었으며 기본설계에 관한 내용은 조원진 등(2004b)에 의해 정리되었다. 예상 터널 입구부에 위치한 160 m 깊이의 수직공과 250 m 길이의 경사시추공에서는 시추공전단 시험, 공내재하시험, 수압파쇄시험, 수압시험 및 BIPS 또는 BHTV를 이용한 절리분포 조사가 실시되었다. 이러한 현장 시험을 통해 결정된 암석 및 암반의 물성은 권상기 등(2004a)에 의해 분석, 정리되었다. 지하처분연구시설의 개념선정 단계에서는 기존에 조사된 원자력

연구소 부지에서의 암반 물성을 이용한 3차원 역학적 안정성 해석이 실시된 바 있다(권상기와 조원진, 2004). FLAC3D를 이용한 안정성 해석에서는 지표의 지형변화, 풍화대의 영향, 터널의 크기 및 터널 경사 등에 대한 민감도 분석을 통해 시설의 개념이 역학적으로 안정함을 보일 수 있었다.

본 연구에서는 부지조사를 통해 얻어진 자료를 이용하여 지하구조물의 거동을 결정하는 암반의 변형계수 및 암반 강도와 같은 암반 물성을 결정하였다. URT 굴착 전후의 암반 거동 특성을 결정하기 위해, 여러 가지 경험식들을 이용하여 실험실 및 현장시험 결과와 암반분류 결과에서 암반의 거동 특성을 예측하고 분석하였으며 도출된 암반 물성을 사용한 3차원 구조 안정성 해석을 실시하였다. 해석에서는 지표의 지형변화와 터널 구간별 암반 물성의 변화, 터널의 경사와 형상, 현지 응력비, 침식 효과, 순차적 굴착 영향을 고려해서 지하처분연구시설의 굴착 전후의 암반거동을 예측함으로써 URT 설계의 안정성과 타당성을 분석하고자 하였다. 침식에 따른 초기응력비 변화에 대한 모델링의 경우, 최미진 등(2004)에 의해 수행된 바 있다. 본 연구에서는 상부 암반의 침식에 따른 초기응력비 변화와 현장 수압파쇄를 통해 얻어진 실측치를 비교함으로써 모델링에서 가정한 초기 및 경계조건의 신뢰도를 높이고자 하였다.

2. URT에서의 부지조사 및 설계

2.1 부지조사

URT 입구부에 천공된 160 m 깊이의 수직공 및 예상 터널 방향으로 천공된 250 m 길이의 경사시추공에서 회수된 암석 코어를 이용하여 실험실 시험이 수행되었다. 이를 통해 암석 및 절리면의 특성이 조사되었다. 또한 부지 특성 평가를 위해 다음과 같은 현장 시

¹⁾ 한국원자력연구소 방사성폐기물처분연구팀
* 교신저자 : kwonsk@kaeri.re.kr
접수일: 2005년 3월 13일
심사 완료일: 2005년 4월 11일

험들이 수행되었다.

(1) 수압시험 : 암반의 투수계수 선정을 위해 시추공 10 m 간격으로 double packer를 설치하고 수압시험을 실시하였다. 수직 및 경사시추공에서 총 36회의 수압시험을 실시하였다. 경사공의 경우, 구간에 따라 $10^9 \sim 10^5$ m/sec 사이의 수리전도도를 가지는 것으로 나타났다.

(2) 공내재하시험 : Goodman Jack을 사용하여 암반에서의 정하중조건에 대한 변형특성을 규명하기 위한 공내재하시험이 실시되었다. 수직공 15 m, 30 m, 60 m 구간에서의 암반의 변형계수를 결정할 수 있었다. 변형계수는 2.59~8.48 GPa, 탄성계수는 6.15~12.1 GPa 범위에 놓이며 심도에 따라서 증가하는 경향을 보였다.

(3) 시추공전단시험 : 풍화토 구간의 강도정수 선정을 위해 시추전단시험이 실시되었다. 공내전단시험 결과 풍화토의 점착력 및 내부마찰각은 각각 1.6~8.9 kpa, 23.0~30.5°로 분석되었다.

(4) BIPS : 수직공에서의 불연속면의 방향성이나 발달 상태에 의한 암반의 이완영역 분포양상 등을 명확하게 파악하기 위해 BIPS(Borehole Image Processing System)를 이용한 시추공 조사가 실시되었다. BIPS를 이용하여 절리 방향성, 절리 간격, 위경사도, 암반 균열 상태에 대해 파악할 수 있었다.

(5) BHTV : BHTV(Borehole Televiwer)를 이용한 수직공 및 경사공에서의 불연속면 조사가 실시되었으며 절리 방향성, 심도에 따른 절리교차빈도, 절리 틈의 크기, 암석강도지수(Rock Strength Index)등을 결정할 수 있었다.

(6) 수압파쇄시험 : 지하처분연구시설 주변에 작용하는 초기응력을 파악하기 위해 수압파쇄시험이 실시되었다. 수압파쇄 후 Impression Packer를 이용한 균열의 방향성이 결정되었다. 수직공 50 m~155 m 사이에 위치하는 7개 지점에서 수압파쇄 시험을 실시하였다.

터널의 설계 및 시공에 영향을 주는 지반의 여러 성

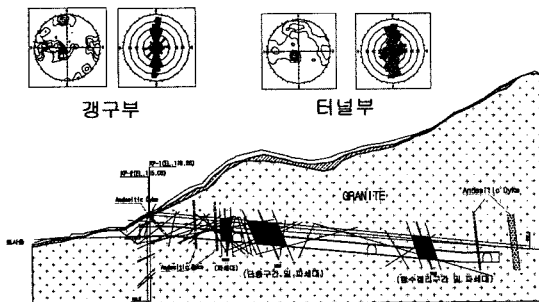


Fig. 1. Geological condition along the URT access tunnel

질을 등급에 따라 구분하여 이를 설계 및 시공에 활용하기 위해 RMR 분류법과 Q 분류법을 이용한 암반분류 작업을 실시하였다. 암반 물성의 심도에 따른 변화를 파악하고 심도의 영향이 두드러지게 나타나는 경우, 근사 곡선 찾기(Curve Fitting)를 통해 관계식들을 도출하였다. 실험실 및 현장 시험을 통해 조사된 암석 및 암반의 물성은 Table 1과 같다. URT 부지에서의 측정 결과 및 심도에 따른 물성 변화 관계식을 이용하여 연구모듈이 위치할 수직심도 120 m에서의 암반의 물성을 추정하였다(Table 2). 이와 같은 부지조사 결과를 통해 터널 굴착 시에 예상되는 지질변화를 예측할 수 있었다. 진입터널 굴착 시 3개의 파쇄대를 만날 것으로 예상되며 그 폭과 위치는 Fig. 1과 같다.

2.2 URT 설계

원자력연구소 부지 내에 지하처분연구시설을 건설하는 경우에 대한 자료조사 및 부지조사를 통해 시설의 최소요건을 만족할 수 있도록 진입터널과 연구모듈을 설계하였다. 부지조사 결과, 권상기 등(2004b)이 정리했던 지하처분연구시설의 개요에서 제안했던 터널의 경사나 형상 및 크기를 유지하면서 건설이 가능할 것으로 판단되었다. 연구모듈은 원칙적으로 진입터널 끝 부분에 좌우 양쪽에 하나씩 배치하며, 산 정상부 아래에 위치하도록 함으로써 효과적으로 심도를 확보할 수 있도록 하였다. 연구모듈이 지표면에서 깊은 곳에 위치할 수 있도록 하면서 부지경계면에서 충분한 공간을 확보하도록 하기 위해 약 230 m 길이의 진입터널을 굴착할 것이다. 원활한 작업 차량의 교행을 위해 8 m 길이의 Turning Shelter를 약 80 m 간격으로 2곳에 설치하고 터널 굴착이 완료 후에는 연구를 위한 공간으로도 활용할 계획이다.

진입터널 중 보강이 필요한 경우는 슛크리트와 록볼트, 와이어메쉬를 설치하며 양호한 암반 구간의 경우 터널 바닥부를 제외한 터널 벽면과 터널 천반은 가급적 노출시켜 향후 암반에서의 연구활동에 지장이 없도록 할 것이다. 연구모듈의 경우, 터널 바닥부에서의 연구활동을 위해 터널 전체를 노출시키는 것을 원칙으로 하되 작업자의 안전을 위해 취약한 구간에 한해 록볼트나 와이어메쉬를 위주로 사용하여 보강하게 된다. 발파 설계 시 연구용 원자로인 하나로를 포함한 인접 시설에 대한 소음, 진동을 최소화하기 위해 지발당 장약량을 10 kg을 초과하지 않도록 설계하였다. 실제 굴착을 위한 발파작업이 실시되기 전 시험발파를 통해 발파진동에 대한 지반의 전달특성을 파악하도록 할 예정이다. 풍화대의 발달로 지반이 약한 진입터널의 입구부 50 m 구간

Table 1. Rock properties at the URT site

Property	Unit	Number of test	Min	Max	Average	Depth effect	Testing Method
Young's modulus	GPa	12	14.7	40.2	26.5	-	Uniaxial compression
		3	6.15	8.6	12.1	-	Goodman jack
Deformation modulus	GPa	3	2.59	8.48	5.04	$E_m=0.1332Z+0.38^*$	Goodman jack(KP-2 hole)
Poisson's ratio		12	0.1	0.33	0.23	-	Uniaxial compression
Absorption	%	12	0.11	2.79	0.61	-	
Density	kg/m ³	12	2510	2680	2623	-	
UCS	MPa	12	10.88	124.6	71.3	-	Uniaxial compression
		60	0	132.3	61.65	$UCS = 135.02-779.6/Z^{0.5}$	Point load test(KP-1 hole)
Tensile strength	MPa	14	6.2	14.7	9.5	$S_t = 0.0283Z+5.8218$	Brazilian test
		7	5.5	11.4	8.1		Hydraulic fracturing
Friction angle of rock		6	47	51	49	-	Triaxial test
Cohesion of rock	MPa	6	9.7	25.4	17.6	-	Triaxial test
Friction angle of soil		3	23	30.5	26.8	-	Borehole shear test
Cohesion of soil	KPa	3	1.57	8.72	4.83	-	Borehole shear test
Vp	m/sec	12	2710	5260	4453	-	
Vs	m/sec	12	1520	3720	3007	-	
Dynamic Elastic modulus	GPa	12	14.7	72.5	52	-	
In situ stress ratio K		7	1.37	2.9	1.98	$K = 22.607Z-0.5882$	Hydraulic fracturing (KP-2 hole)
N		3	10	12	11	-	Injection test
Hydraulic conductivity, KP-1	m/sec	22	7.64e-10	5.2e-6	4.26e-7	$\ln(k) = -14.59-0.017Z$	Hydraulic pressure test (KP-1 hole)
Hydraulic conductivity, KP-2	m/sec	15	1e-9	7.86e-7	1.36e-7	$\ln(k) = -19.2+79.98/Z$	Hydraulic pressure test (KP-2 hole)
RQD(KP-1)		252 m	0	100	64.5	$RQD = 94.984-280.3/Z^{0.5}$	
RQD(KP-2)		160 m	0	100	80.4	$RQD = 109.8-219.74/Z^{0.5}$	
RMR(KP-1)		252 m	15	92	59	$RMR = 17.21\ln Z-20.18$	
RMR(KP-2)		160 m	14	84	68	$RMR = 19.47\ln Z-12.93$	
Q(KP-1)		252 m	0.03	352	57	$\ln Q = 1.68\ln Z-5.2$	
Q(KP-2)		160 m	0.07	352	180	$\ln Q = 2.23\ln Z-4.94$	
Peak Joint cohesion	MPa	1	0.84	0.84	0.84	-	Joint shear test
Residual Joint cohesion	MPa	1	0.58	0.58	0.58	-	Joint shear test
Peak friction angle		1	29.7	29.7	29.7	-	Joint shear test
Residual friction angle		1	28.1	28.1	28.1	-	Joint shear test

* Z : 시추공 입구에서의 거리(m)

은 라이닝으로 충분히 보강하며 바닥 콘크리트는 300 mm 두께로 타설하게 된다.

Table 2. Expected rock properties at the research module

Property	Unit	Value	Property	Unit	Value
Young's modulus	GPa	30.4	Deformation modulus	GPa	8.48
Poisson's ratio		0.23	Dynamic Elastic modulus	GPa	50
Absorption	%	0.6	Stress ratio,K		1.35
Density	kg/m ³	2600	RQD	%	89.5
UCS	MPa	85	RMR		76
Tensile strength	MPa	12.9	Q		68
Friction angle of rock	degree	50	Vp	m/sec	4380
Cohesion of rock	MPa	21.5	Vs	m/sec	3050
Joint spacing	cm	23.4	Peak Joint cohesion	MPa	0.84
Joint aperture	mm	11.72	Residual Joint cohesion	MPa	0.58
Joint set number		3	Peak friction angle	degree	29.7
Hydraulic conductivity	m/sec	7.84e-9	Residual friction angle	degree	28.1

3. URT 암반 거동 특성

3.1 암반 변형계수

암반의 절리특성, RQD, RMR, Q 등을 이용하여 암반의 변형계수(E_m)를 추정하는 경험식들은 Table 3과 같다. Fig. 2는 12회의 단축압축시험을 통해 얻어진 무결암의 탄성계수(26.5 GPa)와 경사 시추공에서 얻어진 RQD 값을 사용하여 추정되는 E_m 값의 변화를 보여준다. 터널 입구에서 90 m까지는 부분적으로 예외는 있지만 암반의 E_m 값이 10 MPa 이하로 나타나며 120 m 구간과 180 m 구간에 낮은 값을 보이고 있다. 그림에서 보듯이 양질의 암반 구간에서는 Bieniawski에 의한 추정값이 가장 높으며 Zhang & Einstein의 추정식이 상대적으로 낮은 E_m 값을 예상하고 있다.

경사공을 따른 절리 간격 변화는 측정 구간에 따라 최대 3 m에서 수 cm까지의 절리 간격을 가진다. 절리 평균을 10 m 간격으로 구한 다음 실험실 시험을 통해서 얻어진 $E=26.5$ GPa, Poisson's ratio=0.23, 절리 수직강성 $k_n=66.3$ GPa/m, 절리 전단강성 $k_s=2.6$ GPa/m를 적용하여 Fossum과 Kulhawy가 제안한 식을 이용하여 계산한 결과는 Fig. 3과 같다. k_n 과 k_s 값은 URT 부지 인근에서 1996년 실시된 부지조사 작업을 통해 얻어진 것이다(이영남 등, 1997). Kulhawy 식은 3개의 수직 절리군을 가지는 암반에서의 암반 변형계수를 추정하는 식으로, 무작위적인 절리분포를 가지는 경우를 가정하는 Fossum 식에 비해 약간 높은 값을 보이고 있다. 암반 변형계수 값은 대체적으로 암석의 탄성계수에 비해 70% 이상이며 70 m, 120 m, 180 m 구간에서 변형계수가 부분적으로 낮게 나타나고 있다. Fossum 식을

이용하는 경우 전체 구간의 평균 변형계수는 23.5 GPa, Kulhawy 식의 경우 24.9 GPa로 계산된다. RQD를 이용한 추정식에 비해 터널 입구부에서의 변형계수 추정값이 상대적으로 높게 나타남을 알 수 있다. 이들 추정식은 터널 입구에서 20 m 이상 굴착된 지점에서의 암반 변형계수가 20 GPa 이상이며 입구부에서도 18 GPa 정도의 암반 변형계수를 가지는 것으로 추정하고 있다.

Fig. 1에서 보여지는 구간별 암질 변화를 반영하기 위해 암질의 변화를 특징적으로 보여주는 5개 구간을 Table 4에서와 같이 나누고 Table 3에 있는 방법들을 이용하여 구간별 암반 변형계수를 계산하였다. RMR 값을 이용한 Bieniawski & Serafim 식이 125~177 m 구간에서 평균 61 GPa의 가장 높은 E_m 값을 추정하고 있다. 반면 Nicholson & Bieniawski 식은 이 구간에서의 가장 낮은 E_m 값인 13 GPa를 추정한다. 각 방법을 사용하여 계산된 E_m 값에 대해 구간별 간격을 고려해서 구한 전체 구간의 평균값은 18 GPa로서 이는 무결암 탄성계수의 70%에 해당한다. Hoek이 제안한 경험식을 통해 추정된 전체 구간의 평균값도 18 GPa로 계산된다. 각 방법을 통한 구간별 E_m 값의 평균적인 변화 양상도 Hoek 식을 이용해서 추정된 변화와 동일한 패턴을 보이고 있다. RQD를 이용한 추정식이나 Nicholson & Bieniawski 식, Asef 식의 최대값이 낮게 나타나는 것은 이들 식이 암석의 탄성계수 26.5 GPa에 대한 비율로 암반 변형계수를 결정하기 때문이다.

3.2 암반 강도의 추정

- Hoek-Brown 파괴조건식

절리를 포함하고 있는 암반에 대한 Hoek-Brown 파

Table 3. Equations for estimated rock mass modulus

Method	Equations	References
RQD	$E_m = (0.023RQD - 1.32)E$ RQD > 57% $E_m = 0.15E$ RQD < 57%	Gardner(1987)
	$\frac{E_m}{E} = 0.03RQD - 0.01$ RQD ≤ 60% $\frac{E_m}{E} = 0.0284RQD - 1.754$ RQD > 60%	Bieniawski(1978)
	$E_m = 0.1423 \left[\frac{E(1+0.01RQD)}{WD} \right]^{1.1747}$ *WD:weathering degree	Kayabasi et al.(2003)
	Lower bound: $\frac{E_m}{E} = 0.2 \times 10^{0.0186RQD - 1.91}$ Upper bound: $\frac{E_m}{E} = 1.8 \times 10^{0.0186RQD - 1.91}$ Mean: $\frac{E_m}{E} = 10^{0.0185RQD - 1.91}$	Zhang & Einstein (2004)
Joint properties	$K_m = \frac{1}{9} E \left[\frac{3(1+\nu)sk_N + 2E}{(1+\nu)(1-2\nu)sk_N + (1-\nu)E} \right]$ $G_m = \frac{1}{30} \left[\left(\frac{E}{1+\nu} \right) \frac{9(1+\nu)(1-2\nu)sk_N + (7-5\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)sk_N + (1-\nu)E} \right] + \frac{2}{5} \frac{ESk_s}{2(1+\nu)Sk_s + E}$ $E_m = \frac{9K_m \times G_m}{3K_m + G_m}$, $\nu_m = \frac{3K_m - 2G_m}{2(3K_m + G_m)}$ where, K_m is bulk modulus, G_m is shear modulus, K_s , K_n are joint stiffness	Fossum(1985)
	$\frac{E_m}{E} = \frac{1}{1 + 1/(sk_n/E)}$	Kulhawy(1978)
Rock mass classification	$E_m = 2RMR - 100$ for RMR > 50	Bieniawski(1978)
	$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$ for RMR < 50	Serafim & Pereira (1983)
	$E_m = E[0.000028 RMR^2 + 0.009 \exp(\frac{RMR}{22.82})]^*$	Nicholson & Bieniawski(1990)
	$E_m = 25 \log_{10} Q$ for Q > 1	Grimstad & Barton (1993)
	$E_m = 10(Q \times \frac{\sigma_c}{100})^{1/3}$	Barton(1995)
	$E_m = E[0.5(1 - \cos(\frac{\pi RMR}{100}))]$	Asef et al.(2000)
	$E_m = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ for $\sigma_c \leq 100\text{MPa}$ $E_m = (1 - \frac{D}{2}) \times 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ for $\sigma_c > 100\text{MPa}$	Hoek et al.(2002)

*: 많은 국내의 문헌에서는 원문에 따라 0.0028, 0.9를 쓰고 있다. 원문에서의 E_m/E 는 백분율이기 때문에 이를 단순 비율로 나타내기 위해 0.000028, 0.009를 썼다.

괴조전식은 다음과 같다(Hoek et al., 2002).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(s + m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^a \quad (1)$$

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

여기서 암반의 상태에 따라 결정되는 m_b , s , a 는 GSI를 이용하여 다음과 같이 계산된다.

$$a = 0.5 + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

$\sigma_3=0$ 으로 두면, 암반의 단축압축강도는 다음 식으로 계산된다.

$$\sigma_{cm} = \sigma_c S^a \tag{5}$$

대부분의 터널 및 지보 해석모델에서는 암반에서의 파괴가 시작되는 지점을 찾고 이를 분석하는 것이 중요하기 때문에 σ_{cm} 은 중요한 의미를 가진다. 하지만 경우에 따라서는 파괴의 시작보다는 암반 전체적인 불안정성을 파악하는 것이 필요할 수 있다. 예를 들어 암주(pillar)의 안정성을 보기 위해서는 파괴의 시작에 대한 해석보다는 암주의 전체적인 강도를 아는 것이 필요하게 된다.

이를 위해 Hoek & Brown(1997)은 Global 암반강도 (σ'_{cm})를 계산하는 다음 식을 제시하였다.

$$\sigma'_{cm} = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \tag{6}$$

이를 Hoek-Brown 파괴조건식에서 사용되는 인자들을 사용하여 정리하면

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \tag{7}$$

2축 인장 상태를 가정한 암반의 인장강도의 경우, $\sigma_1 =$

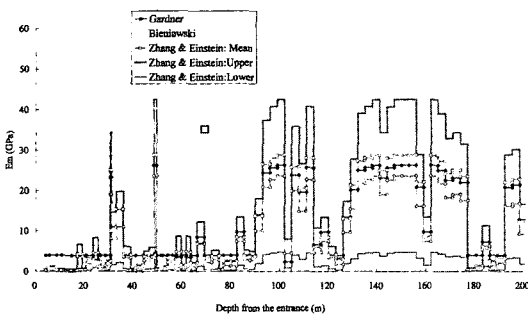


Fig. 2. Estimation of Em using RQD along the declined borehole, KP-1

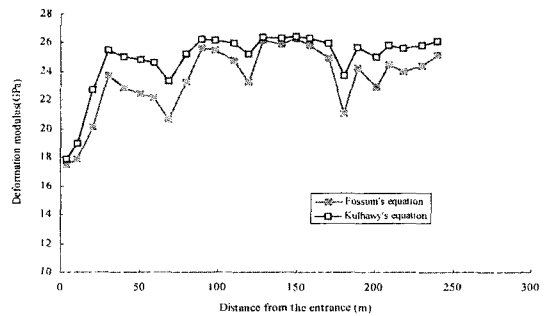


Fig. 3. Variation of Em along the declined borehole

Table 4. Estimation of rock mass deformation modulus

Range	Method	30~82 m	82~125 m	125~177 m	177~192 m	192~252 m
Gardner	RQD	4.0	11.7	22.7	4.0	13.6
Bieniawski	RQD	3.5	10.9	24.5	2.7	13.3
Zang&Einstain	RQD	2.1	8.6	18.5	1.4	9.8
Bieniawski & Serafim	RMR	7.9	25.6	61.4	9.3	37.0
Nicholson & Bieniawski	RMR	3.3	6.7	13.0	3.8	8.3
Asef etal	RMR	11.5	18.4	24.1	12.7	20.5
Grimstad	Q	18.9	40.6	49.2	17.7	37.9
Barton	Q	12.1	29.0	40.6	15.8	30.1
Hoek	GSI	3.3	12.0	37.1	6.1	19.8
average		7.4	18.2	32.4	8.2	21.1
Maximum		18.9	40.6	61.4	17.7	37.9
Minimum		2.1	6.7	13.0	1.4	8.3

*: 표에서 거리는 경사 시추공(또는 터널) 입구에서 부터의 거리를 의미

Table 5. Estimation of rock mass strength

Range	Bieniawski		Trueman		Hoek-Brown	
	Cohesion(kPa)	Friction angle	Cohesion(MPa)	Friction angle	Cohesion(MPa)	Friction angle
30~82 m	200-300	25-35	2.5	28	1.7	35
82~125 m	300-400	35-45	5.8	36	4.2	40
125~177 m	>400	>45	14.1	45	6.7	46
177~192 m	200-300	25-35	2.9	29	4.6	36
192~252 m	300-400	35-45	7.7	39	6.4	42

$\sigma_3 = \sigma_1$ 로 두면,

$$\sigma_1 = -\frac{S\sigma_c}{m_b} \quad (8)$$

로 추정할 수 있다.

암반의 손상정도 $D=0$ 으로 두고 σ_c 는 Table 1에 나타나 있는 심도에 따른 UCS 변화 관계식으로 추정하는 경우, 암반의 압축강도는 1.0 MPa에서 18 MPa 까지 나타나며 암반의 전체적인 강도를 보여주는 Global 암반강도의 경우 6 MPa~37 MPa 사이로 나타난다. 즉 암반의 전체적인 강도 σ_{cm} 는 부분적인 강도 σ_c 에 비해 3 배 이상 높은 값을 보이고 있지만 무결암의 압축강도에 비해서는 1/2-1/4 정도로 나타난다.

- Mohr-Coulomb criterion

Bieniawski(1984)는 RMR 값을 이용하여 암반의 점착력과 마찰각을 추정하였으며 Trueman(1988)은 RMR 을 이용한 다음과 같은 강도 변수에 대한 식을 제안한 바 있다.

$$\sigma_{cm} = 0.5 \exp(0.06 RMR) \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

$$C_m = 0.25 \exp(0.05 RMR) \quad (\text{MPa}) \quad (10)$$

$$\phi_m = 0.5 RMR + 5 \quad (11)$$

Hoek-Brown 파괴조건식에서 얻어진 암반 상수들을 이용하여 암반의 점착력과 마찰각을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(a + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (12)$$

$$c = \left[\frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+6am_b(a + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}/(1+a)(2+a)} \right] \quad (13)$$

Table 5는 각 방법을 통해 구해진 점착력과 마찰각을 보여준다. Bieniawski가 제안한 표에서 추정하는 암반의 점착력은 Hoek-Brown에 의한 값보다 10배 정도 낮게 나타남을 알 수 있다. 이렇게 낮은 점착력은 Bieniawski가 관계식 도출을 위해 석탄광에서 얻어진 자료들을 사용하였기 때문으로 보인다.

- 기타 암반 압축강도 추정식

암반의 압축강도를 추정하기 위한 다음과 같은 경험

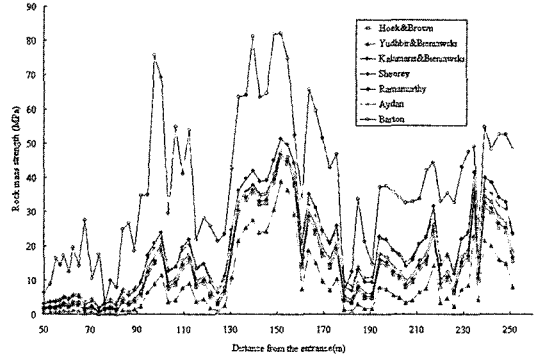


Fig. 4. Estimation of rock mass strength using different empirical equations

식들이 제시되었다.

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \sqrt{\exp\left(-\frac{RMR-100}{9}\right)} \quad \text{Hoek \& Brown(1988)} \quad (14)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(7.65 \times \frac{RMR-100}{100}\right) \quad \text{Yudhbir \& Bieniawski(1983)} \quad (15)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(\frac{RMR-100}{24}\right) \quad \text{Kalamaris \& Bieniawski (1993)} \quad (16)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(-\frac{RMR-100}{20}\right) \quad \text{Sheorey(1997)} \quad (17)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp\left(\frac{RMR-100}{18.75}\right) \quad \text{Ramamurthy(1986)} \quad (18)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \left[\frac{RMR}{RMR + 6(100 - RMR)} \right] \quad \text{Aydan \& Dalgic (1998)} \quad (19)$$

$$\sigma_{cm} = 5 \gamma \left(Q \frac{\sigma_c}{100}\right)^{1/3} \quad \text{Barton(2000)} \quad (20)$$

여기서 γ 는 암반의 비중을 나타낸다. 각 경험식을 이용하여 추정한 암반의 압축강도 변화는 Fig. 4와 같다. 위치에 따른 암석의 압축강도는 Table 1의 심도에 따른 암석강도 변화식을 이용하였다. Barton이 제안한 Q 값을 이용한 경험식이 RMR 값을 이용한 다른 경험식보다 훨씬 높은 최대 80 MPa까지의 암반 압축강도를 예상한다. RMR을 이용한 경험식의 경우 50 MPa 이하의 암반 압축강도를 예상하며 터널 입구에서 90 m까지와 120 m 구간, 180 m 구간에서 10 MPa 이하의 암반 압축강도를 예상하고 있다.

3.3 기타 암반 특성

- 지지시간(Stand-up time)

터널의 크기가 6 m인 경우 URT 각 구간에서의 RMR

에 따른 지지시간(Bieniawski, 1984)은 입구부의 경우 50 시간, 125~177 m 구간에서는 11년으로 추정된다. Table 6에서 보듯이 30~80 m 구간과 177~192 m 구간은 굴착 후 보강이 신속히 이루어져야 할 것이지만 125~177 m 구간과 192~252 m 구간은 최소한의 지보로 암반 노출시킨 상태에서 연구를 수행하여도 될 것으로 판단된다.

- 지보압

연구지보압, P_r (MPa)과 Q 의 관계는 다음과 같다 (Barton, 2002).

$$P_r = \frac{J_r}{20 \times Q^{1/3}} \quad (21)$$

여기서 J_r 은 joint roughness number를 의미한다. 불량한 암반에 설치되는 터널에서의 지보압을 계산하기 위해 Bhasin과 Grimstad(1996)은 다음 식을 제시하였다.

$$P_r = \frac{40D}{J_r} Q^{-1/3} \text{ (kPa)} \quad (22)$$

절리면의 J_r 값이 2(smooth, undulating joint)라고 가정하고 URT 각 구간에서의 지보압을 계산하여 Table 6에 나타내었다. 177~192 m 구간에서 최대 70 kPa의 지보압이 걸리는 것으로 나타나며 양질의 암반이 나타나는 125~177 m 구간에서는 30 kPa 내외의 지보압이 걸릴 것으로 예상된다.

- 무지보간격(Unsupported span)

Q 분류법을 이용하여 지보를 설치하지 않고 유지시

킬 수 있는 최대 터널 폭을 다음과 같이 계산할 수 있다 (Barton et al., 1974).

$$\text{최대 무지보 간격} = 2 \text{ (ESR)} Q^{0.4} \quad (23)$$

여기서 ESR이란 터널지보비(Excavation Support ratio)이다. Kaiser 등(1986)은 공동 크기 효과에 대한 무지보 한계에서 RMR 값을 보여주는 다음의 상관관계를 제안하였다.

$$\text{RMR} = 22 \ln[\text{span or height(m)/ESR}] + 25 \quad (24)$$

ESR=0.8로 볼 때 Barton 식을 이용한 무지보 터널폭은 구간별로 3.1 m~9.8 m 까지 변화를 보인다(Table 6). 암질이 가장 양호한 125~177 m 구간에서 약 10 m의 터널까지 무지보로 유지가 될 수 있음을 보여주며 연구모듈이 위치하는 192~252 m 구간의 경우 6.5 m의 무지보 간격이 가능함을 보여준다. 30~80 m 구간과 177~192 m 구간의 경우 6 m 터널을 굴착하기 위해서는 라이닝과 같은 전체적인 지보가 필요할 것으로 판단된다. Kaiser 식의 경우 대체적으로 Barton 식으로 추정할 무지보 간격 보다는 작은 값을 보이고 있다.

- 변위 예측

Chen and Guo(1997)는 대만에서 수행된 터널 프로젝트에서 얻어진 자료를 이용하여 터널의 폭과 Q 값을 알 때 터널의 변위를 개략적으로 예측하는 다음 식을 제안하였다.

$$\Delta = \frac{\text{span}}{Q} \quad (25)$$

여기서 터널의 폭은 m 단위이며 Δ 은 mm 단위이다.

Table 6. Rock mass characteristics in the ranges

Parameters		Ranges				
		30~82 m	82~125 m	125~177 m	177~192 m	192~252 m
Standup time		50 hours	80 days	11 years	100 hours	2 years
Load on support(kPa)	Barton	56	29	22	58	31
	Bhasin	67	35	26	70	37
Unsupported span(m)	Barton	3.2	7.1	9.8	3.1	6.5
	Kaiser	2	4.5	10	2.4	5.9
Vp	Barton	3.7	4.9	5.3	4.1	4.9
Displacement(mm)	Chen	1.05	0.14	0.065	1.2	0.18
	Barton	1.96	0.21	0.1	1.9	0.34
H.Conductivity(10^{-7} m/sec)	Barton	0.57	0.04	0.015	0.25	0.04
PPV(cm/sec)	Oh	0.23	0.28	0.3	0.22	0.28

Barton(2002)은 터널의 크기와 Q로 표현되는 암반상태, 암석의 강도와 작용하는 응력을 고려하여 터널의 수직, 수평 변위를 추정할 수 있는 다음 식을 제시한 바 있다.

$$\Delta_v = \frac{10 \times \text{Span}}{Q} \sqrt{\frac{\sigma_v}{\sigma_c}} \quad (26)$$

$$\Delta_h = \frac{10 \times \text{Height}}{Q} \sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_c}} \quad (27)$$

Table 6에서 보듯이 Barton이 제안한 방법으로 계산된 암반 변위가 Chen & Guo의 방법보다 약간 높지만 그 크기는 2 mm 이내로 미미함을 알 수 있다.

- Lugeon value

Barton(2002)은 프랑스의 댐 부지에서 측정한 P 파 속도(V_p)와 지하수 투수계수의 관계와 V_p 와 Q와의 관계를 이용하여 Q에서 Lugeon 값을 추정하는 다음 식을 제안하였다. 1 Lugeon은 10^{-7} m/sec에 해당한다.

$$L = \frac{1}{Q} \frac{100}{\sigma_c} \quad (28)$$

Fig. 5는 경사시추공에서의 수압시험을 통해서 얻어진 수리전도도와 Barton 식을 이용한 수리전도도를 비교하고 있다. 비교를 위해 Q 값은 수압시험에서의 시험 구간과 유사한 구간에서 얻어진 평균값을 이용하였다. 그림에서와 같이 수리전도도의 변화 양상은 대체적으로 유사하나 구간별로 절대값은 차이를 보이고 있음을 알 수 있으며 따라서 본 부지의 경우 Q 값을 이용한 수리전도도 추정은 적절하지 않은 것으로 판단된다.

- Peak particle velocity

화강암 또는 편마암에서의 RQD 값과 암반에서의 최대입자속도(peak particle velocity) 사이의 관계는 서울 지역 화강암에서의 시험발파 자료 분석을 통해서 다음과 같이 얻어졌다(오문열, 1995).

$$V = 0.0014 \text{ RQD} + 0.17 \text{ (cm/sec)} \quad (29)$$

구간별 RQD 평균값으로 최대입자속도를 추정해보면 0.22~0.3 cm/sec의 범위에 놓이는 것으로 나타난다.

4. 터널 굴착후의 안정성 평가

본 연구에서는 지하처분연구터널에 대해 FLAC3D를 이용한 구조 안정성 해석을 실시하였다. 지표면 지형 변화를 3 차원 격자망에 반영하기 위해 기 작성된 FISH 프로그램(권상기 등 2004b)이 이용되었다. 지표면의 고도

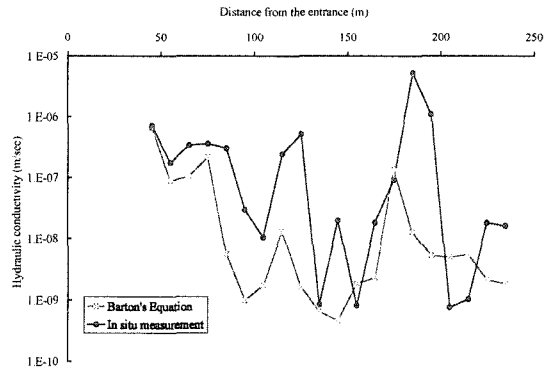


Fig. 5. Variation of hydraulic conductivity along the declined borehole

변화는 현장 측량을 통해 구했으며 SURFER를 이용하여 FLAC3D 모델 격자망의 X,Y 지점에 대한 Z 값을 구한 다음 이를 FLAC3D에서의 Z 값 변화로 전환하기 위해 부록에 첨부된 FORTRAN 프로그램을 사용하여 FISH 파일을 작성하였다. 모델링에서는 지표면 지형 변화, 터널의 경사 및 터널 형상, 구간별 암질의 변화, 측압계수를 함께 고려하였다. 특히 측압계수의 모사를 위해 지표면 지형의 상부 모델을 단계별로 제거하는 기법을 사용하였다.

4.1 모델링 조건

심도 증가에 따른 현지 응력 변화를 모사하기 위해 부지에서 측량된 현재의 지형이 단계적인 침식에 의해 형성된 것으로 가정하고 이를 모사하기 위해 Fig. 6과 같이 모델을 단계적으로 제거하였다. 측압계수의 영향을 파악하기 위해 상부 모델의 제거 전 초기 응력은 다음 3 가지 측압계수에 의해 분포되는 것으로 가정하였다.

- 상재하중에 의한 수평응력 발생
- $K_{ini}=1$
- $K_{ini}=2$

측압계수를 고려하여 초기응력을 분포시킨 후 각 침식 단계마다 역학적 평형상태에 도달할 때까지 반복계산(iteration)을 실시하였다. 침식전 모델 격자망의 총 수는 27,250개이며 모델의 폭과 길이는 100 m, 250 m 이고 침식이 완료된 후의 모델 높이는 지표면 지형에 따라 80~160 m 사이에 놓인다. 굴착 후 응력 및 변위의 변화가 큰 터널 주변에는 상대적으로 작은 크기의 격자들을 배치하였다.

Table 7은 모델링에서 사용된, 구간별 암반변형계수

Table 7. Rock mass properties used in FLAC3D

Parameters	Range(m)				
	30-82	82-125	125-177	177-192	192-252
Interval(m)	52.9	42.6	51	15.2	60.1
Dip of the range	88	68-88	68-90	90	90
UCS(MPa)	30.8	58.4	71.6	77.6	82.7
E_m (GPa)	3.2	12.1	37.9	6.21	20.4
Bulk modulus(GPa)	2.13	8.07	25.3	4.14	13.6
Shear modulus(GPa)	1.28	4.84	15.16	2.48	8.16
Cohesion(MPa)	1.7	4.2	6.7	4.6	6.4
Friction angle	35	40	46	36	42
Tensile strength(MPa)	0.014	0.102	0.49	0.047	0.23

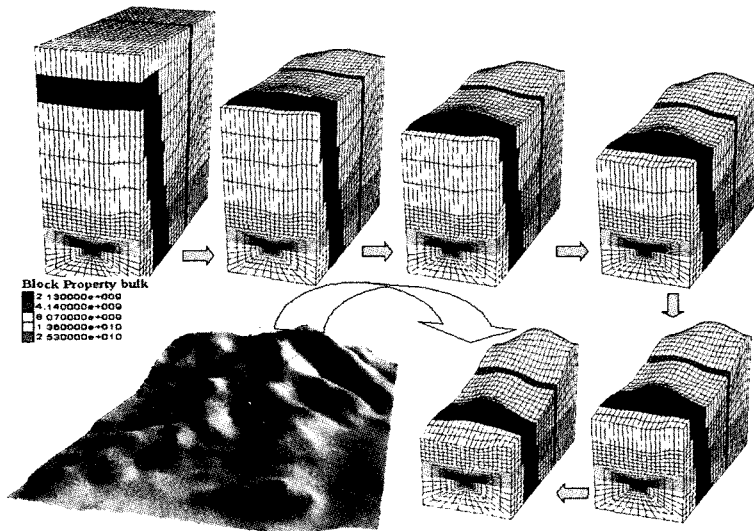


Fig. 6. Steps for simulating the erosion effect

및 점착력, 내부마찰각, 인장강도를 보여준다. 암반의 인장강도는 암반의 손상정도 $D=0$ 으로 가정하고 식 (8)을 사용하여 추정하였다. 125~177 m 구간에서 최대 0.5 MPa로 나타나며 입구부와 180 m 구간은 매우 낮은 인장강도를 보인다. 암반의 변형계수는 Table 3에서 Hoek et al.(2002)이 제안한 식으로 추정하였으며 125~177 m 구간에서 최대의 변형계수 값을 그리고 30~82 m 구간에서 가장 낮은 변형계수를 나타냄을 알 수 있다. 암반의 점착력과 마찰각은 식 (12)와 (13)으로 추정하였다.

4.2 모델링 결과

모델링에서 사용된 초기조건과 경계조건을 검증하기 위해 터널 굴착전의 모델링에서 얻어진 측압계수를 수압파쇄를 통해 결정된 측압계수의 심도에 따른 변화와 비교하였다. Fig. 7은 수직 시추공 위치에서 실행된 측

압계수와 3가지 초기 측압계수(K_{ini}) 조건에서 침식이 완료된 이후의 측압계수의 심도에 따른 변화를 비교해서 보여준다. 상재하중만이 작용하는 경우, 측압계수는 지표면 부근에서 1에 가까운 값을 가지다가 심도 증가

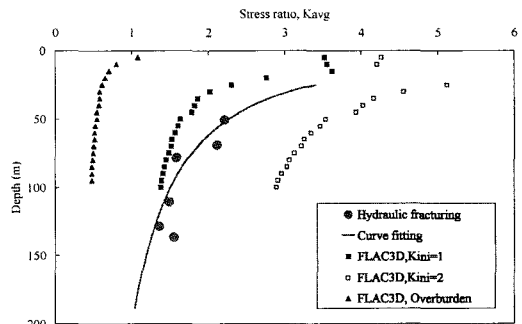


Fig. 7. Variation of the stress ratio with depth after erosion

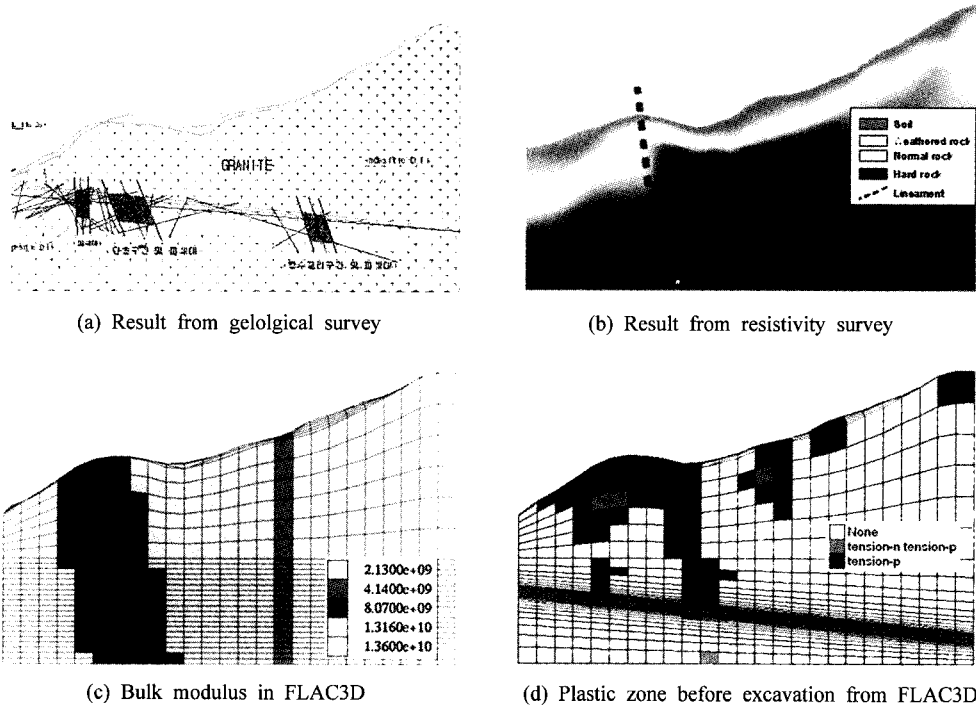


Fig. 8. Plastic zone development before the excavation of URT

에 따라 0.3으로 수렴하는 경향을 보인다. 이는 실측된 축압계수에 비해 매우 낮은 것으로 나타난다. 이에 반해 $K_{ini}=2$ 경우, 실측된 값보다 높게 나타나며 $K_{ini}=1$ 인 경우 실측치에 비해 약간 낮은 값을 가지면서 실측된 결과와 유사한 양상으로 심도에 따라 감소함을 알 수 있다. 이는 $K_{ini}=1$ 로 두고 침식전의 초기응력을 계산하는 것이 타당하다는 것을 의미한다. 최미진 등(2004)의 연구결과에서 보듯이 침식후의 초기응력비는 침식심도의 영향을 받기 때문에 적합한 모델링 조건을 얻기 위해서는 초기응력비와 함께 침식심도의 영향을 고려하는 것이 필요할 것으로 판단된다. 침식의 진행에 따라 지표면 부근에서는 소성대가 발생하게 되는데 Fig. 8은 침식이 완료된 이후 터널 진행 단면에서의 소성대 발생 구간을 보여준다.

Fig. 8(d)에서 보듯이 터널 입구부의 암반 구간에서 소성대의 발생이 두드러지게 나타나며 일부 구간의 경우 소성대가 터널이 굴착될 심도까지 나타나고 있다. 이러한 구간은 향후 터널 건설에서 역학적이나 수리적으로 취약한 부분이 될 것이다. 모델링을 통해 예상되는 소성대와 전기비저항 탐사를 통해 얻어진 결과(Fig. 8(b))를 비교해 보면 정성적으로 유사한 경향으로 지표

면의 연약대가 분포함을 알 수 있다.

이와 같이 모델링에서 예상하는 응력 분포와 소성대의 발생을 현장 시험 결과와 비교함으로써 모델링에서 가정한 조건들을 검증할 수 있었다. 이는 다른 터널 프로젝트에서도 터널 굴착 전 수행되는 모델링의 타당성을 검증 하는 방법으로 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

침식이 완료된 이후 단계적으로 이루어지는 굴착의 영향으로 터널 주변에는 소성대가 발생하게 된다. 굴착 후 최대 10 MPa의 압축 응력이 터널 천정부에 발생하는데 이는 X 축 방향으로 작용하는 높은 수평응력 때문으로 판단된다. 터널 벽면을 따라서는 3 MPa 정도의 압축응력이 발생한다(Fig. 9(a)). 최소 주응력의 경우 터널 입구부 부근 바닥에서 0.4 MPa 정도의 인장응력이 발생함을 알 수 있다. 변위의 경우 암반의 변형계수가 낮은 터널 입구부의 벽면에서 약 9 mm의 최대 변위가 발생하며 터널 진행에 따라 변위는 감소함을 알 수 있다. Table 6의 경험식으로 예측된 변위에 비해 큰 변위가 나타나는 이유는, 경험식의 경우 터널 굴착 전에 발생하는 변위와 계측이 실시되기 전에 발생하는 변위가 포함되지 않았지만 모델링의 경우 이들 변위가 모두 포함되어 나타나기 때문으로 판단된다. 터널 벽면에서의

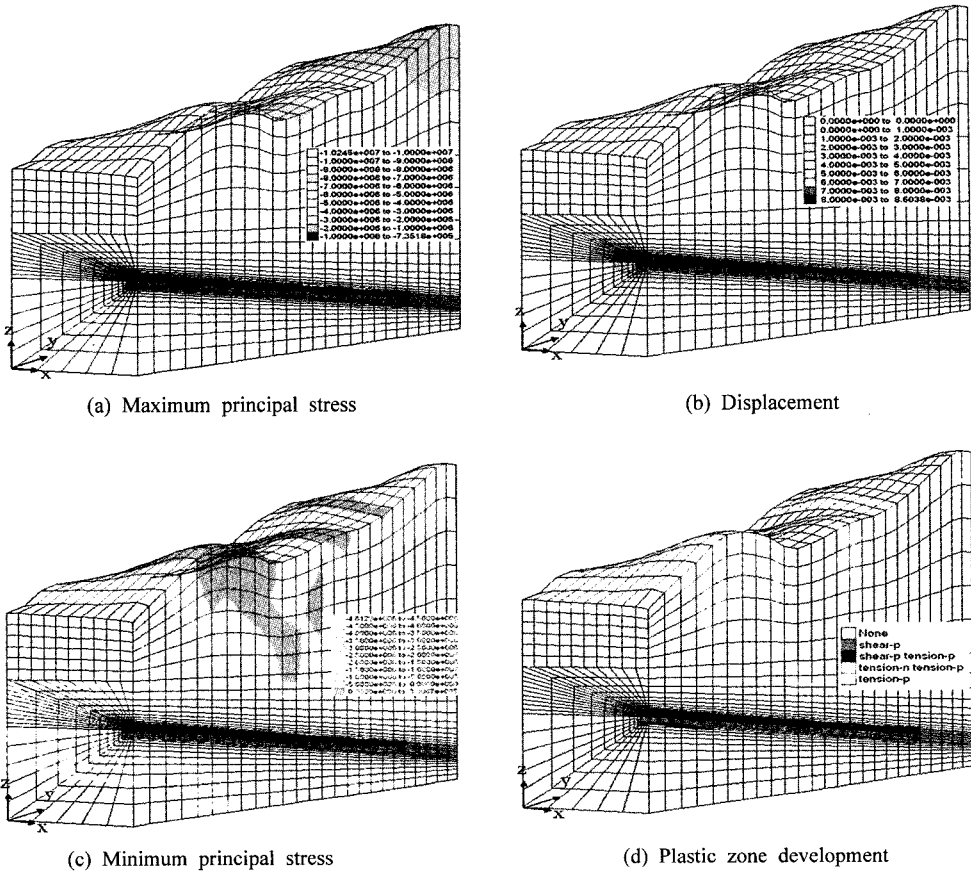


Fig. 9. Modeling results after excavation

높은 변위는 Fig. 7에서 보듯이 수직응력보다 몇 배 높은 수평응력 때문으로 보인다. Fig. 9(d)는 단계적 굴착 후 예상되는 소성대의 발생을 보여준다. 터널 바닥 일부 구간의 경우 최대 3 m 까지의 소성대가 발생하며 터널 중앙부를 제외한 대부분의 터널 바닥과 터널 벽면에서는 1 m 내외의 소성대가 발생하고 있다. 대부분의 소성대 발생은 인장응력에 의해 발생하며 입구부의 터널 주변에서만 전단응력에 의한 소성영역이 발생하고 있다. 인장응력에 의한 광범위한 소성영역의 발생은 Table 8에서 보듯이 0.5 MPa 이하로 추정된 암반의 인장강도 값 때문이다. 터널 입구부의 경우, 역학적으로 취약한 구간이 나타날 수 있기 때문에 터널 굴착 전, 후에 암반 보강이 필요할 것으로 보이며 터널 중앙부 이후의 암반은 비교적 견고하게 유지가 될 수 있을 것으로 판단된다. 이러한 모델링 결과와 향후 터널 굴착 시 얻어지게 될 현장 계측 결과를 비교함으로써 암반 거동 평가 방법에 대한 검증이 이루어 질 수 있을 것이다.

5. 결 론

고준위폐기물 처분연구를 위해 추진중인 원자력연구소 내 지하처분연구시설에 대한 부지조사 자료를 이용하여 연구모델 구간에서의 암반물성 예측하였으며 지하구조물의 거동을 결정하는 암반의 변형계수 및 암반강도 등을 결정하였다. 본 연구에서는 여러 가지 기존의 경험식들이 예상하는 암반의 특성 변화를 분석하였으며 도출된 대표값을 이용한 3차원 구조 안정성 해석을 실시하였다. 해석에서는 지표의 지형변화와 터널 구간별 암반 물성의 변화를 고려해서 지하처분연구시설의 굴착 전후의 암반거동을 예측함으로써 시설설계의 안정성과 타당성을 분석하였다. 본 연구를 통해 다음과 같은 주요 결론들을 얻을 수 있었다.

- 1) 다양한 경험식을 이용해 암반 변형계수를 추정해본 결과 URT 부지의 E_m 값은 평균 18 GPa로 추정되

며 이는 무결암에 대해 실험실 실험을 통해 결정된 암석의 탄성계수 26.5 GPa의 약 70%에 해당한다. 무결암의 탄성계수에 대한 비 (E_m/E)를 추정하는 경험식의 경우, 화강암의 일반적인 탄성계수에 비해 낮은 E 값으로 인해 상대적으로 낮은 E_m 값을 추정하였다. RMR, Q, GSI를 이용하여 E_m 값을 직접 추정하는 경험식들의 경우 양호한 암반의 경우 80 GPa 이상의 E_m 값을 추정하였다. 각 방법에 대한 비교를 통해 본 URT 부지에서는 Hoek이 제한한 경험식을 사용하는 것이 타당한 것으로 판단하였다.

- 2) Hoek-Brown 파괴조건식을 사용하여 암반의 강도를 평가해본 결과, 암반의 최대 압축강도는 실험실에서 측정된 무결암의 압축강도에 비해 약 절반 정도인 33 MPa로 추정되었다. 암반의 인장강도의 경우 최대 0.49 MPa로서 매우 낮은 값을 가지는 것으로 나타났다. 따라서 터널의 굴착시 인장응력이 터널 주변부에서 발생하는 경우 인장 파괴가 발생할 가능성이 높을 것으로 판단된다. 진입터널 125~177 m 구간에서 가장 높은 암석 강도를 보였으며 이 구간에서 암반의 점착력은 6.7 MPa, 내부 마찰각은 46° 로 추정되었다.
- 3) 암반분류 값을 이용하여 암반의 수리전도도를 추정하는 Barton 식의 경우, 실측된 수리전도도 분포와는 상이한 결과를 보여주었다. 향후 보다 정확한 예측이 가능한 경험식의 도출이 필요할 것으로 보인다.
- 4) FLAC3D를 이용한 3 차원 해석에서는 지표면 지형과 암반의 물성변화, 단계적 굴착, 침식 영향, 터널 형상, 터널 경사, 초기응력 등의 영향을 고려하였다. 침식 전 축압계수가 1.0인 경우, 수압파쇄시험을 통해 실측된 자료와 심도에 따른 축압계수의 감소 양상이 유사한 경향을 보였다. 침식이 완료된 후 발생하는 소성대는 전기비저항 탐사를 통해 얻어진 암반 상태도 정성적으로 유사한 결과를 나타내었다. 이러한 실측값과의 비교는 터널 굴착 전 모델링 기법의 검증에 활용될 수 있을 것이다.
- 5) 굴착후 터널 주변에서는 최대 10 MPa의 압축응력이 터널 천정부에 작용하며 최대 변위는 터널 벽면에서 9 mm 까지 발생하였다. 이는 수직응력보다 높은 수평응력 때문으로 판단된다. 굴착후 터널 주변에서는 주로 인장응력에 의한 소성대가 발생하며 일부 바닥부에서는 3 m, 터널 벽면에서는 1 m 이내의 소성대가 나타났다.
- 6) RMR 값을 이용하여 계산된 지지시간(stand-up time)의 경우, 진입터널 구간 중 125~177 m 구간은 1년으로 계산되었다. 이는 연구모델과 진입터널 일부

구간의 경우, 안전에 지장이 없을 정도로 최소한의 지보를 한 상태에서 장기간의 연구 활동이 가능함을 보여준다.

사 사

이 연구는 과학기술부 주관 국가중장기 원자력연구개발사업의 일환으로 수행되었습니다.

부 록

- c This program is for 3D mesh generation with a consideration
- c of actual topography for FLAC3D.
- c mesh1.txt : original coordinates without topography
- c topology.txt: surface coordinates showing topography
- c topology.out: file for updating the coordinates of FLAC mesh to
- c show the actual topography
- c NX : Number of grids along X axis
- c NY : Number of grids along y axis
- c NZ : Number of grids along z axis
- c dz(i): unit interval of the grid along Z axis
- c bottom: z coordinate of the bottom line of the original mesh
- c top: z coordinate of the top line of the original mesh
- dimension x(5000),y(5000),z(5000),dz(5000)
- real inter
- open(4,file='mesh1.dat')
- open(5,file='topology.txt')
- open(6,file='topology.out')
- nx=49
- ny=41
- nz=11
- nt=nx*ny
- bottom=0.
- top=100.
- igp=nx*ny
- inter=(top-bottom)/(nz-1)
- write(6,10)
- 10 format('def mountain')
- c read coordinate of the surface topology

```

do 200 i=1,igp
  read(5,*) x(i),y(i),z(i)
  dz(i)=(z(i)-bottom)/(nz-1)
200 continue

1 continue
c read mesh coordinate before topology
  read(4,*) id,xx,yy,zz
  if(id.lt.0.) goto 999
  do 300 i=1,igp
    if(xx.eq.x(i).and.yy.eq.y(i)) then
      znew=bottom+dz(i)*(zz-bottom)/inter
  write(6,15) id
15  format(' gp=find_gp(',i5,')')
    write(6,20) xx,yy,znew
20  format(' gp_xpos(gp)=',f7.3/' gp_ypos(gp)=',f7.3/'
  & gp_zpos(gp)=',f7.3)
    else
  endif
300 continue
  goto 1
999 continue
  write(6,30)
30  format('end',/'mountain')
    stop
  end

```

참고문헌

- 권상기, 박정화, 조원진, 2004a, 원자력연구소내 지하처분 연구시설 부지의 지반 특성, KAERI/TR-2805/2004.
- 권상기, 박정화, 조원진, 2004, 원자력연구소내 지하처분 연구 시설 건설을 위한 지반조사 및 개념설계, 터널과 지하공간, 14, 175-187.
- 권상기, 조원진, 2004, 지하처분연구시설에 대한 3차원 터널 안정성 해석, 터널과 지하공간, 14, 188-202.
- 권상기, 김경수, 박정화, 조원진, 2004b, 원자력연구소내 처분지하연구시설에 대한 3차원 구조 안정성 해석, KAERI/TR-2688/2004.
- 오문열, 1995, 암반정수에 의한 발파진동속도 추정에 관한 연구, 한양대학교 토목공학과 박사학위 논문.
- 이영남 등, 1997, 고준위 방사성폐기물 처분 시스템 엔지니어링 연구, 지하처분 모의시험시설의 부지특성 규명연구, 현대건설기술연구소 용역보고서, KAERI/CM-075/96.
- 조원진, 박정화, 권상기, 2004a, 소규모 지하처분연구시설 부지조사 및 평가, KAERI/TR-2751/2004.
- 조원진, 박정화, 권상기, 2004b, 소규모 지하처분연구시설 기본설계, KAERI/TR-2769/2004.
- 최미진, 김원범, 양형식, 2004, 횡등방성 암석의 침식에 따른 초기응력비 변화의 수치해석 연구, 터널과 지하공간, 14, 339-344.
- Asef, M.R, D.J. Reddish, P.W. Lloyd, Mitri et al., 2000, Rock-support interaction analysis based on numerical modeling, Geotech Geol.Eng. 18, 23-37.
- Aydan, O. and Dalgic, S., 1998. Prediction of deformation behaviour of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone(NAFZ), Proc. Regional SYmp. Sedimentray Rock Engineering., Taipei, 228-233.
- Barton, N., 2000, TBM tunneling in jointed and faluted rock. Rotterdam,Balkema.
- Barton, N., 2002, Some new Q-value correlations to assist in site characterizationand tunnel design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 39, 185-216.
- Barton, N., R. Lien, and J.Junde, 1974, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 189-236.
- Barton, N., 1995, The influence of joint properties in modeling of jointed rock masses. Keynote lecture, 8th Congress of ISRM, Tokyo, Vol. 3. Rotterdam : Balkema.
- Bieniawski, Z.T., 1978, Determining rock mass deformability-experience from histories, Int. J. Rock Mech., Min. Sci. 15, 237-247.
- Bieniawski Z.T., 1984, Rock mechanics design in mining and tunneling, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Fossum, A.F., 1985, Effective elastic properties for a randomly jointed rock mass, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 22, 467-470.
- Gardner WS. 1987, Design of drilled piers in the Atlantic piedmone. In:Smith RE, editor. Foundations and excavations in decomposed rock of the piedmont province, GPS ASCE, 9, 62-86.
- Grimstad, E. and N.Barton, 1993, Updating the Q-system for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes, Norway, 1993. Norwegian Concrete Association, Oslo, 20.
- Hoek E., C.Carranza-Torres and B. Corkum., 2002, Hoek-Brown failre criterion-2002 edition. In: Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, 1, 267-273.
- Hoek, E. and E.T. Brown, 1980, Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining Metallurgy, London.
- Hoek, E. and E.T. Brown, 1997, Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 34, 1165-86.
- Hoek, E. and E.T.Brown, 1988, The Hoek-Brown failure criterion-a 1988 update. In:Curran JC, editor. Rock engineering for underground excavations. Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, 31-38.
- Kaiser, P.K., C. NacKay and A.D. Gale, 1986, Evaluation of Rock Classifications at B.C. Rail Tumbles Ridge Tunnels, Rock Mech. Rock Eng. 19, 205-234.
- Kalamaris, G.S. and Z.T. Bieniawski, 1995, A rock mass strength concept for coal incorporating the effect of time, Proc. 8th Int. Cong. Rock Mechanics. ISRM. Rotterdam:

- Balkema, J., 295-302.
27. Kayabasi, A., C.Gokceoglu, M.Ercanoglu, 2003, Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 40, 5-63.
 28. Kulhawy, F.H., 1978, Geomechanical model for rock foundation settlement. J. Geotech Eng. ASCE, 104, 211-227.
 29. Nicholson, G.A. and Z.T. Bieniawski, 1990, A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. Int. J. Min. Geol. Eng. 8, 181-202.
 30. Rammamurthy, T., 1986, Stability of rock masses. Indian Geomechanics Journal, 16, 1-74.
 31. Serafim, J.L. and J.P. Pereira, 1983, Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. Proceedings fo the International Symposium on Engineering Geology and Underground Constructions, 1133-1144.
 32. Sheorey, P.R., 1997, Empirical rock failure criteria, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 176.
 33. Trueman, R., 1988, An evaluation of strata support technique in dual life gateroads, Ph.D. Thesis, Univ. of Wales.
 34. Zhang L. and H.H.Eistein, 2004, Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41, 337-341.

권 상 기



1987년 서울대학교 자원공학과 공학사
 1989년 서울대학교 자원공학과공학석사
 1996년 University of Missouri-Rolla,
 Mining Eng. 공학박사

Tel: 042-868-8914
 E-mail: kwonsk@kaeri.re.kr
 현재 한국원자력연구소 방사성폐기물처
 분연구팀

조 원 진



1979년 고려대학교 화학공학과 공학사
 1984년 한국과학기술원 핵공학과
 공학석사
 1990년 한국과학기술원 핵공학과
 공학박사

Tel: 042-868-8122
 E-mail: wjcho@kaeri.re.kr
 현재 한국원자력연구소 방사성폐기물처
 분연구팀