

개별요소법을 이용한 불연속 암반내 지하공동의 변형 거동 해석

Analysis of Deformation Behavior of Underground Caverns in a Discontinuous Rock Mass Using the Distinct Element Method

정 완 교* 임 한 옥**
Jung, Wan-Kyo Lim, Han-Uk

Abstract

Numerical analysis is important for the design, construction and maintenance of large caverns. The rock mass contains generally discontinuities such as faults, joints and fissures. The mechanical behavior and geometric characteristics of these discontinuities would have a significant impact on the stability of the caverns.

In this research the Distinct Element Method (DEM) was used to analyze the structural stability of the large cavern. The Barton-Bandis Joint Model (B-B J.M) was used as a constitutive model for the joint. In addition, two different cases: 1) analysis with a support system and 2) analysis with no support system, were analyzed to optimize a support system and to investigate reinforcing effects of a support system. The most significant parameters of in-situ stress, JRC of in-situ natural joints, and spatial distribution characteristics of discontinuities were acquired through field investigation.

Displacement (horizontal, joint shear), maximum joint opening, maximum and minimum principal stresses, range of relaxed zone, rockbolt axial forces and shotcrete stresses were calculated at each excavation stage. As a result of analysis the calculated values proved to be under the allowable value. Rockbolts also proved to be an efficient support measure to control joint shear displacement which had significant effects on extending the relaxed zone. As a consequence, the structural stability of the cavern was assured with an appropriate support system.

키워드 : 불연속면의 분포특성, 바튼-반디스 절리모델, 이완영역, 공동의 안정성
Keywords : *distribution characteristics of discontinuities, Barton-Bandis joint model, relaxed zone, stability of the cavern*

1. 서론

도로 및 철로용 터널 외에도 지하유류 및 액화

가스의 비축, 지하양수발전소와 같은 대규모 지하
공동이 활발히 건설되고 있다. 이들 가운데서도 지
하양수발전소는 공동 단면의 규격이 제일 크기 때
문에 설계단계에서 수치해석에 의한 안정성 평가
를 실시하는 것이 필수적이다

일반적으로 암반내에는 단층, 절리, 층리, 균열

* (주)용마엔지니어링, 공학석사

** 강원대학교 지구환경공학부 교수, 공학박사

등과 같은 다양한 형태의 불연속면을 갖고 있기 때문에 이들 불연속면의 역학적 특성과 기하학적 형태는 지하구조물의 안정성에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 지하구조물의 안정성 해석을 위해서는 불연속면의 특성에 대한 정확한 조사와 이들 불연속면을 효과적으로 해석에 반영할 수 있는 수치해석 기법이 필요하다.

지금까지 개발, 사용되고 있는 수치해석 방법으로는 여러 가지가 소개되고 있으나 크게 구분하면 연속체 개념의 해석법과 개별체 개념의 방법을 들 수 있다. 개별체 개념은 연속체 개념과 달리 불연속면의 역학적 특성을 반영할 수 있는 방법으로 다시 개별절리요소(Distinct Joint Element)법과 개별요소법(Distinct Element Method)으로 구분할 수 있다. 이러한 방법은 불연속면의 공간적 분포 형태와 역학적 물성이 해석에 반영되기 때문에 개별적인 절리의 거동을 표현할 수 있다. 따라서 암반 자체의 변형보다 불연속면의 거동에 의해 안정성에 큰 영향을 받는 지하구조물의 경우 비교적 정확히 변형거동이나 안정성을 예측할 수 있다. 그러나 복잡한 절리거동 특성을 표현하기 위해서는 구성관계식이 복잡해지고 절리면으로 구분된 암반 블록을 실제 구조물 전반에 대해 설정하기 위해서는 절리의 공간적, 역학적 특성에 관한 상세한 입력 자료를 요구하는 등의 어려움이 있다.

본 연구는 Barton-Bandis 절리 모델을 도입하여 개별요소법을 사용하는 UDEC(Universal Distinct Element Code)프로그램을 선택하여 청송 양수 발전소내 발전소 지하공동 주변 변형거동을 해석하였다. 해석을 위한 입력 자료는 먼저 발전소 및 진입터널 내에서 절리의 주 방향과 경사, 절리군, 절리군별 절리간격 등을 구하여 개별요소법의 요소망 구성에 반영하였다. 그리고 시추로 얻은 암심을 이용하여 여러 가지 실내 역학시험을 수행하였으며 아울러 절리의 전단강도, 수직강성과 전단강성 등은 직접 실험으로부터 구한 다음 국내의 연구 및 발표 자료를 근거로 보완, 수정하여 입력하였다.

청송 양수 발전소에 대한 안정성 해석은 이미 실시된 바 있으나, 그 결과는 유한요소법의 하나인 펜타곤(PENTAGON-3D Ver.9905)해석법에 의한 것이다[6]. 물론 해석시 채택한 프로그램에 따라 주요 입력 자료와 해석 결과가 차이를 보이는 것은 당연하지만 그 차이가 어느 정도인지 비교하는 것도 의미가 있다고 본다. 따라서 본 연구는 개별 절리의 특성을 잘 반영할 수 있는 방법으로 알려진 UDEC 프로그램에 의해 지하공동 주변 변형거동을 해석하고, 유한요소법의 하나인 펜타곤에 의한 해석 결과와 비교하는데 본 연구의 목적이 있다.

국내에서 암반절리의 역학적 특성에 관한 연구

로는 김치환등에 의해 발표된 바 있다[2,3,4]. 또한 암반 절리를 포함한 지하공동 사이의 암주의 안정성 해석법으로 강추원등[1]의 연구결과가, 그리고 Barton-Bandis 절리 모델을 이용한 사면 안정해석으로는 최승용등[5]의 보고가 알려지고 있다.

위와 같이 절리를 갖는 암반의 특성에 관한 연구가 최근에 들어 비교적 활발히 추진되는 실정이다. 이상의 연구결과를 살펴보면 불연속면으로 분할된 암반의 변위 및 파괴거동은 불연속면을 따라 일어나며[10,11,12,13], 이들 불연속면의 역학적 거동은 연속체 개념의 해석법보다는 불연속면의 특성을 반영하는 개별체 개념의 해석법이 좀더 현실적으로 모사할 수 있는 것으로 나타났다.

따라서 불연속면의 특성을 반영할 수 있는 개별요소 프로그램인 UDEC의 적용은 실제 암반에 보다 근접한 결과를 나타낼 것으로 판단된다.

2. 절리를 고려한 수치해석

2.1 적용모델

본 해석에 사용된 프로그램은 Cundall등이 개발한 개별요소법의 수치해석 기법을 사용한 해석용 소프트웨어인 UDEC(Universal Distinct Element Code) 3.10 Version이다. UDEC은 불연속면 사이의 접촉면의 특성을 나타내기 위하여 불연속면의 강성을 고려하였고, 운동방정식을 수치적분하기 위하여 명시적인 유한차분법을 사용하는 것이 특징으로 블록의 이동에 의해 경계면에 발생하는 접촉력 및 변위를 계산한다.

UDEC의 모델은 Null model group, Elastic model group 및 Plastic model group으로 구분되며 세부적으로 다양한 모델이 설정되어 있다. 그러나 본 연구에서는 토사나 암반으로 구성되어 있는 지반의 거동 특성을 비교적 잘 모사할 수 있는 Mohr-Coulomb Model과 불연속면의 거동을 가장 현실적으로 모사하는 것으로 인정받고 있는 Barton-Bandis의 절리모델을 채택하였다. 즉 UDEC 프로그램은 이들 두 모델을 반영하여 해석할 수 있는 방법이라 할 수 있다.

(1) Mohr-Coulomb 모델

일반적으로 토사나 암반으로 구성되어 있는 지반의 거동 특성은 Plastic model group 중 Mohr-Coulomb model로써 흔히 표현되는데 이때 사용되는 Mohr-Coulomb 항복함수는 다음과 같으며 일반적으로 흙, 콘크리트, 암석에 적용성이 큰 것으로 알려져 있다[14].

$$\tau = C - \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

여기서, τ : 전단응력, C : 점착력, σ_n : 수직응력, ϕ : 내부 마찰각이다.

(2) BB 모델

EB(Barton-Bandis)모델에서 절리의 수직거동 및 절리의 전단거동을 계산하는 과정을 요약하면 다음과 같다

절리 수직거동

EB 모델의 수직응력-변위 경로를 지배하는 방정식은 다음과 같다[9]

$$\sigma_n = \frac{-u_{nc} \cdot K_{m1}}{1 - \frac{u_{nc}}{v_{m1}}} \quad (2)$$

- 여기서, σ_n : 수직응력(MPa)
- u_{nc} : 현재의 수직변위(mm)
- K_{m1} : 초기 수직강성(MPa/mm)
- v_{m1} : 반복하중 중 1번째 하중에 대한 최대 허용 압착량(mm)

절리에 가해지는 수직응력이 1KPa일때 절리의 초기 접선수직강성 (K_{n1})는 다음 식으로 구해진다.

$$K_{n1, \tan} = 0.0178 \left[\frac{JCS_0}{a_m} \right] + 1.748 JRC_0 - 7.155 \quad (3)$$

- 여기서, JCS_0 : 실험실 scale의 절리면의 단축압축강도(MPa)
- a_m : 수직응력이 0일 때의 초기절리 틈새의 평균(mm)
- JRC_0 : 실험실 크기의 절리거칠계수

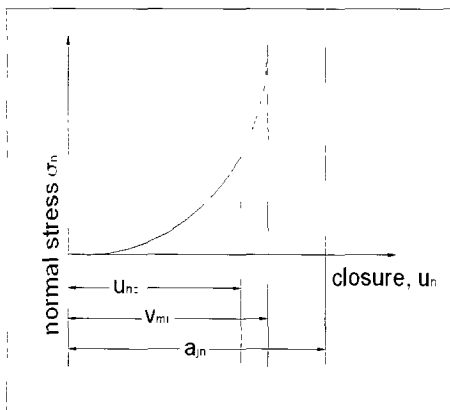


Fig. 1 Parameters used to calculate normal stress during load cycle

이때 초기절리틈새의 평균은 다음 식으로 계산한다.

$$a_m = JRC \left(\frac{0.04\sigma_c}{JCS_0} - 0.02 \right) \quad (4)$$

여기서, σ_c 는 암질의 단축압축강도(MPa)이다

초기 접선 수직강성을 구하면 다음 식을 이용하여 맞물린 절리면(mated rough joint)에 대한 임의의 수직응력에서의 접선 수직강성을 구할 수 있다 [7,8,9].

$$K_{n \tan, mat} = K_{n, \tan} \cdot \left(1 - \frac{(\sigma_n - \sigma_m)}{(\sigma_n - \sigma_m) + K_{n \tan} v_{m1}} \right)^{-2} \quad (5)$$

- 여기서, σ_n : 접선 수직강성을 구할 임의의 수직응력(MPa)
- σ_m : 초기 수직응력으로 1KPa으로 가정
- v_{m1} : 절리면의 최대 압착량(mm)

v_{m1} 는 가압상태>Loading)하에서의 절리의 최대 압착량으로 다음식과 같다.

$$v_{m1} = R \left(\frac{JCS_0}{a_m} \right)^S \quad (6)$$

또는

$$v_{m1} = A_{i+B} (JRC_0) + C_i \left[\frac{JSC_0}{a_m} \right]^{D_i} \quad (7)$$

여기서 R, S, A, B, C, D,는 상수로 반복하중 재하시험 회수에 따라 다른 값을 보이며 그 값은 Table 1과 같다

Table 1 Constants used for calculation of v_{m1}

Constant	Cycle 1	Cycle 2	Cycle 3	Cycle 4
R	8.57	4.46	6.41	6.41
S	-0.68	-0.65	-0.65	-0.72
A	-0.296	-0.1005	-0.1031	-0.1031
B _i	-0.0056	-0.0073	-0.0074	-0.0074
C _i	2.241	1.0082	1.135	1.135
D _i	-0.245	-0.230	-0.251	-0.251

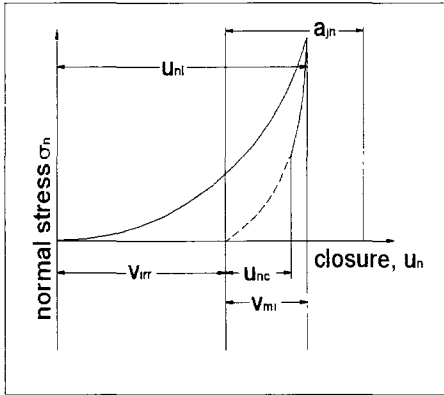


Fig. 2 Parameters used to calculate normal stress during unload cycle

가압 후 제하(除荷)상태에서 절리면의 최대 압착량과 초기수직강성은 영구압착 v_{irr} 에 의해 감소된 새로운 틈새 값인 a_m 에 의해 다시 계산된다.(Fig. 2)

v_{irr} 는 다음 식으로 구해진다.

$$v_{irr} = \left[C_1 - C_2 \left[\frac{JCS_0}{a_m} \right] \right] \frac{u_{nl}}{100} \quad (8)$$

여기서, u_{nl} : 가압하에서의 최대 압착량

C_1, C_2 : 재하시험 회수에 따른 경험적인 상수(Table 2)

Table 2 Constants used for calculation of v_{irr}

Constant	Cycle 1	Cycle 2	Cycle 3	Cycle 4
C_1	84.77	44.37	31.38	20.00
C_2	0.02	0.01	0.01	0.01

첫 번째 재하시험에서는 시료 채취 과정에서 발생하는 교란의 영향이 나타나며 반복적인 하중의 재하/제하 시 사이클이 증가할수록 교란의 영향이 감소하여 절리는 점점 취성적인 거동을 보인다. 그러나 프로그램 내부의 수치적 안정성을 유지하기 위하여 입력된 최대 수직강성 이후 계산은 선형강성함수로 가정되어 진행된다.

절리의 접선 수직강성은 치수효과에 의한 영향을 받지 않는다. 단지 충진물의 정도, 맞물림 정도에 영향을 받는다.

절리의 전단거동

절리의 전단저항은 JRC_{mob} (mobilized roughness coefficient)개념을 이용하여 계산된다. JRC_{mob} 는 절리길이, 수직하중, 현재의 전단변위, 전단변위이력

등 절리의 특성에 의한 함수로 표현된다[7,8,9].

전단응력 모델의 도구로서 한계전단응력 $\sigma_{s,l}$ 은 full-scale의 절리면거칠계수(JRC_n), 절리면 단축압축강도(JCS_n), 최대전단변위(δ_{peak})로부터 계산된다.

실험실 크기의 JRC_0, JCS_0 로 부터 현지반 크기의 JRC_n, JCS_n 을 구하는 식은 다음과 같다.

$$JRC_n = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad (9)$$

$$JCS_n = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JRC_0} \quad (10)$$

$$\delta_{peak} = \frac{L_n}{500} \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{0.33} \quad (11)$$

여기서, L_0 : 실험실 크기의 절리길이

L_n : 현지반 크기의 절리길이

이때 JRC_{mob} 는 다음과 같이 구해진다.

$$JRC_{mob} = B \cdot JRC_n \quad (12)$$

여기서 B는 현재의 전단변위와 최대전단변위의 비에 따른 상수이다.

따라서 임의의 수직응력 하에서 한계전단응력은 다음 식과 같다.

$$\sigma_s^i = \sigma_n \cdot \tan(JRC_{mob} \cdot \log_{10}(JCS_n/\sigma_n) + \phi_{resid}) \quad (13)$$

여기서 ϕ_{resid} 는 잔류마찰각이다

또 전단강성과 전단변위의 증가에 따른 전단응력의 증가량은 다음 식과 같다.

$$\Delta\sigma_s = \Delta\delta_s \cdot bbjks \quad (14)$$

$$bbjks = \sigma_n \tan\left(\frac{0.75\phi_{resid}}{0.2\delta_{peak}}\right)L, \text{ for } \left(\frac{\delta}{\delta_{peak}}\right) < 0.20 \quad (15)$$

$$bbjks = \sigma_n \tan\left(\frac{0.25\phi_{resid}}{0.1\delta_{peak}}\right)L, \text{ for } \left(\frac{\delta}{\delta_{peak}}\right) > 0.20 \quad (16)$$

여기서 ϕ_{resid} = 잔류마찰각

δ_{peak} = 최대 전단변위

L = 절리 길이

σ_n = 수직응력

$\Delta\sigma_s$ = 전단응력의 증가량

$\Delta\delta_s$ = 전단 변위의 증가량

절리면의 전단변위에 따른 팽창은 다음 식과 같다

$$\Delta u_n = \Delta \delta_s \tan \left(0.5 JRC_{mob} \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) \right) \quad (17)$$

2.3 해석모델과 조건

본 해석에서는 지하발전소 공동의 역학적 안정성을 평가하기 위해 설계도면상의 높이가 55.7m, 폭이 265m인 단면을 선정하였다 이 단면에서 지하발전소 공동의 높이가 가장 높고 지하공동의 하반은 아래 방향으로 돌출되어 홀출터널과 연결되므로 안정성 평가에서 가장 불리한 곳으로 판단되기 때문에 여기서 안정성이 확인되면 지하발전소 공동 중 다른 단면에서도 안정성의 확보도 가능하기 내문이다.

해석 결과의 수치해석적 오차를 줄이기 위하여 해석 영역은 지하발전소 공동 좌우로 약 100m, 하부로 약 200m 떨어진 곳을 해석대상으로 하였다. 지하공동의 아치에서 지표면까지의 높이는 약 186m이므로 지표면까지 요소망을 구성하였다 따라서 지하공동의 굴착면에서 요소망의 경계까지는 지하발전소 공동 폭의 약 4배 이상으로, 지하공동 높이의 약 4배를 유지하였다. 요소망의 좌, 우는 수평방향 변위만을 고정하였고 하부는 연직방향 변위만을 고정하였다

지하공동의 역학적 안정성을 검토하기 위하여 해석을 두 가지 경우로 나누어 수행하였다.

첫 번째 경우는 지하발전소 전체단면 한번에 굴착하고 보강을 하지 않았다 따라서 무보강 상태의 변위와 응력의 분포, 이완영역의 범위를 구한다.

두 번째 경우는 지하발전소의 굴착을 4단계로 나누고 굴착 후에 보강을 하는 단계로 구분하였다 따라서 첫 번째 경우와 비교하여 보강효과를 확인할 수 있었다

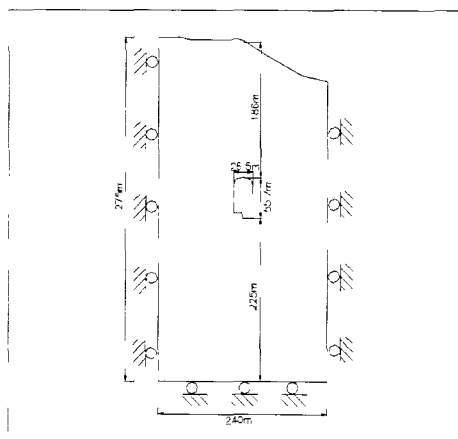


Fig. 3 Boundary condition and model for analysis

그리고 동일한 단면에 대하여 유한요소법을 이용한 프로그램인 펜타곤으로 해석한 결과[6]와 비교하여 불연속암반에서의 개별요소법의 적용성에 대하여 검토하였다

3 주요 입력 자료의 결정

BB 모델에 의한 공동단면의 변형거동 해석을 위한 주요 입력 자료는 다음과 같이 결정하였다

3.1 연구대상 지역의 지질 및 초기응력 조건

(1) 지질개요

청송 양수발전소는 행정구역상 경상북도 청송군 파천면 신흥리에 위치하고 있다. 본 지역은 한반도 남동부에 남북으로 연장되어 있는 태백산맥의 일부를 차지하는 지역으로 험준한 지세를 보여주며 낙동강의 최상류부에 해당하는 지역으로 용천천과 길안천 사이의 분수령에 해당한다

이 지역 일대에는 선캄브리아기의 석회규산염암, 시대미상의 우백질화강암, 중생대 쥐라기의 청송화강암, 역암 및 역질사암, 자색셰일 및 녹색셰일, 녹색사암으로 구성된 백악기 퇴적암류, 백악기 말~신생대 초기에 이들 여러 암층을 관입한 열기성, 산성의 맥암류 등 다양한 암층이 분포하는 지역이며 그 암상에 따라 하부의 역암, 역질사암으로 구성된 역질암층과 중부의 자색셰일 및 녹색셰일의 교호층으로 셰일층, 상부의 중립질 및 조립질 녹색사암으로 구성된 사암층 등 크게 3개로 구분된다 지하발전소 현지반 시험을 위해 굴착된 아치부의 도갱과 이에 인접한 모선터널 종점부 인근에는 강도가 높고 치밀한 세립질의 장석질 사암, 역질사암이 주로 분포하며 층리면을 따라 셰일이 일부 협재되어 분포한다. 특히 하단의 일부 구간에는 비교적 강도가 낮은 자색 셰일이 협재되어 나타난다.

본 지역은 대규모의 단층이나 과쇄대 등은 발달하지 않으나 발달간격이 좁게는 30cm 내외에서 넓게는 1m 정도의 범위를 갖는 10~20° 범위의 저각의 경사를 나타내는 층리와 지하발전소의 장축방향과 예각으로 교차하는 N30~50°W/50~60°SW 방향의 절리와 지하발전소 단축방향과 거의 평행한 N10~30°E/70°SE~70°NW 방향의 절리들이 1m 이내의 간격으로 발달하고 있어 층리면을 포함하여 전체적으로 3방향의 불연속면이 주 발달방향으로 보이고 기타 불규칙한 방향의 절리를 분포하고 있다 가장 많은 분포를 보이는 불연속면의 방향은 N10~30°E로 발전소 장축방향인 N56°W 방향과 거의 직교하는 것을 알 수 있다 따라서 N10~30°E/70°SE~70°NW의 분포를 보이는 불연속면군은 지하발전소의 장축방향과 거의 수직으로 교차하며 경사 또한 90° 에 가까워 공동의 안정성

에는 크게 영향을 미치지 않을 것으로 판단되어 해석에서 고려하지 않았다.

(2) 현저암반의 초기응력조건

지하 암반 구조물의 설계 및 시공에 있어 공동 굴착에 따른 응력의 분포상태를 구하기 위한 수치 해석을 위해서는 초기응력의 크기가 결정되어야 한다.

청송양수발전소 굴착초기 지표로부터 깊이가 186m 되는 지점에서 공경변형법에 의해 측정된 초기응력의 크기는 Table 3과 같다[6].

3.2 암반블록 및 불연속면의 물성

지하공동의 안정성 해석을 위해서는 변형계수 등 암반블록의 물성, 그리고 절리의 수직강성 등 불연속면의 물성 등이 구해져야 한다.

(1) 암반블록의 물성

연속체 해석과는 달리 UDEC과 같은 불연속체 해석에서는 불연속면의 영향이 명시적(explicit)으로 고려되기 때문에 암반 블록의 물성은 시추코어에 대한 암석 실내시험 결과에 따라 결정하였다.

실내시험결과를 요약하면 Table 4와 같다.

현저암반의 변형계수와 포아송비

본 연구에서 사용되는 UDEC소프트웨어에서는 불연속면과 불연속면 사이에 존재하는 암반 블록을 변형하지 않는 강체나, 변형이 가능한 블록으로 설정할 수 있다. 심도가 낮거나 작용하는 봉압의 크기가 작은 경우 불연속 암반의 변형 거동은 주로 불연속면의 변형거동에 의하여 좌우된다. 하지만 본 연구의 해석 대상인 지하 양수발전소와 같이 심도가 깊은 경우 불연속면의 거동 못지않게

암반 블록의 변형 거동 또한 불연속 암반의 변형 거동에 중요한 영향을 끼친다. 따라서 본 연구에서는 암반 블록을 변형 가능한 블록으로 설정하였다. 이 경우 암반 블록의 변형계수가 필요하다.

변형계수는 암석 실내시험 결과의 평균값인 58.8GPa로 하였으며 포아송비는 실내시험 값의 평균값인 0.224를 사용하였다.

단위중량, 내부 마찰각, 점착력, 인장강도 결정

단위중량, 내부 마찰각, 점착력, 인장강도는 암석 실내시험 결과의 평균값을 선택하였으며 그 값은 각각 2.702gr/cm³, 59.7°, 22.7MPa, 15.4MPa이다.

이상에서 결정한 암반 블록의 입력 물성은 Table 5와 같다

(2) 불연속면의 물성

불연속면의 물성으로는 절리 거칠계수(JRC), 절리면의 압축강도(JCS), 최대 수직강성(K_{n0}), 최대전단강성(K_{s0}) 등을 구하였다.

절리 거칠계수

청송 양수발전소 모선터널 종점부인 550~600m 지점과 발전소 건설 예정지역의 막장에서 프로파일게이지를 이용하여 터널벽면과 막장면에 노출된 불연속면 표면의 형상을 본론 다음 이를 Barton과 Choubey[7]가 제시한 표준 절리 거칠계수 곡선과 비교하여 구하였는데 이때 프로파일게이지의 측정 간격은 15mm이다.

절리면의 압축강도(JCS) 결정

Table 3 In-situ stresses acting on tunnel wall of shorter axis direction (N34°E) of powerhouse

Measuring point		Station I		Station II		Note
		magnitude (MPa)	magnitude (MPa)	magnitude (MPa)	magnitude (MPa)	
Normal stress	σ_x^*	-7.143		-7.202		* direction from east to west ** N34°E
	σ_x^{**}		-8.344		-7.960	
	σ_y^*	-5.802		-5.124		* direction from south to north ** N34°W
σ_y^{**}		-4.601		-4.366		
	σ_z^*	-5.103	-5.103	-4.930	-4.930	* vertical direction
Shear stress	τ_{xy}	-2.289		-2.358		
	$\tau_{x'v'}$		1.479		1.847	
	τ_{yz}	-0.309		-0.251		
	$\tau_{v'z'}$		0.195		0.404	
	τ_{zx}	-0.444		-0.657		
	$\tau_{z'x'}$		-0.505		-0.576	

Table 4 Results of laboratory test

Test item	Unit	Number of measurement	Station I	Station II	Mean value	
Unit weight	gr/cm ³	45	2.699	2.706	2.702	
Water content	%	45	0.231	0.184	0.207	
Elastic wave velocity	km/sec	45	5.230	5.534	5.382	
Shore hardness	-	45	58~101	63~102	61~102	
Uniaxial compressive strength	kgf/cm ²	45	2033	2253	2143	
Young's modulus	×10 ⁷ kgf/cm ²	45	5.94	6.06	6.00	
Poisson's ratio	-	45	0.227	0.221	0.224	
Brazilian test	kgf/cm ²	45	153	162	157.5	
Triaxial compressive test	Cohesion	kgf/cm ²	45	216	247	231.5
	Internal friction angle	°	45	59.8	59.6	59.7
Direct shear test	Cohesion	kgf/cm ²	45	301	309	305
	Internal friction angle	°	45	62	63	63

Table 5 Input parameters for rock block

Deformation modulus (MPa)	Poisson's ratio	Density (10 ³ kg/m ³)	Internal friction angle (°)	Cohesion (MPa)	Tensile strength (MPa)
58800	0.224	0.0027	59.7	22.7	15.4

Barton 과 Choubey[7]는 수많은 시험을 통하여 시추코어의 단축압축강도와 JCS 사이의 상관관계를 밝혔는데 이들에 의하면 시추코어의 단축압축강도와 JCS의 비는 1.4~1.9사이의 값을 보인다. 실내 시험결과에 의하면 시추코어의 평균 단축압축강도는 212MPa이다. 따라서 이 값을 이용하여 추정한 JCS는 112~151MPa 범위 값을 보인다.

또 현장에서 Schmidt Hammer를 이용하여 측정 한 값은 68~84MPa의 범위를 보이는데 이는 발파로 인해 불연속면이 모암과 분리가 되어 작은 값을 보이는 것으로 사료된다.

따라서 본 연구에서는 실내실험을 토대로 추정 한 JC5값중 낮은 112MPa를 사용하였다.

최대 수직강성 및 최대 전단강성

본 연구에서 사용한 절리 모델인 BB모델에서는 프로그램 자체적으로 절리면의 전단강성과 수직강성을 자동적으로 계산한다. 하지만 프로그램 내부 계산 시 수직적 안정성을 유지하기 위하여 필요한 최대 수직강성(K₅₀)을 입력해야 하며, 절리면의 초기 전단응력을 계산하는데 필요한 최대 전단강성(K₅₀)을 입력해야 한다.

불연속면의 물성은 실측하는 방법, Barton-Bandis 등의 연구결과를 근거로 하는 경험식으로 구하

는 방법과 실험을 통하여 구하는 방법이 있다.

Barton-Bandis 등의 연구결과를 근거로 하는 경험식에 의한 방법은 앞장에서 상세히 다루었다. 연구결과에 따르면 수직강성을 계산할 때 A, B, C, D가 포함된 식(5)를 이용한다. 현장의 절리는 교란되지 않은 상태에 있기 때문에 교란의 영향이 거의 없는 세 번째 재하시험에서 절리면이 보이는 거동과 비슷한 경향을 보인다[7.8.9]. 따라서 A, B, C, D는 세 번째 재하시험을 사용하는 게 타당하다.

그러나 본 연구에서는 불연속면을 포함한 암반 블록을 채취하여 불연속면에 수직으로 코어링을 하여 시료를 채취하였다. 이 시료를 대상으로 5회 시험을 실시하여 불연속면의 물성을 결정하였다. 시험은 20톤 용량의 하중을 가진 만능재료시험기를 사용하여 1분당 0.5mm의 속도로 실시하였다. 변위는 전단변위 0.01mm 당 전단상자에 설치된 다이얼 게이지를 읽어 수직변위를 구하였으며, 수직하중은 0.5MPa~1.5MPa 사이에서 3단계로 나누어 실험하였으며 그 값은 수직강성 63055MPa/m, 전단강성 3562MPa/m이다.

절리의 잔류마찰각

불연속면을 포함한 암반블록을 채취하여 불연속

면에 수직으로 코어링을 하여 채취한 시료를 대상으로 국제암반역학회(ISRM)에서 제안한 실험법으로 실험하였다. 실험결과 절리의 잔류마찰각은 32°로 측정되었다.

이상과 같은 방법으로 구한 절리의 입력물성은 Table 6과 같다.

Table 6 Input parameters for Joint

Parameter	Input data		
	Joint set #1	Joint set #2	Joint set #3
Dip (°)	51	164	* N10~30°E/70°SE~70°NW의 Joint set #3은 지하발전소 장 축방향과 거의 수직으로 교차하므로 해석에 고려치 않음
Spacing (m)	5	4	
JKn (MPa/m)	63055	63055	
JKs (MPa/m)	3562	3562	
JRC	7	6	
JCS (MPa)	112	112	
Lo (m)	0.06	0.06	
Phir (°)	32	32	
Sigmatc (MPa)	212	212	

(3) 펜타곤의 입력물성

UDEC과 같은 불연속체해석과는 달리 연속체 해석에서는 불연속면의 영향이 암반분류법에 의해 간접적으로 해석에 반영되므로 불연속면의 영향이 고려된 암반의 물성이 요구된다. 펜타곤의 입력물성은 Table 7과 같다[6].

Table 7 Input parameters of PENTAGON

Deformation modulus (ton/m ²)	Poisson's ratio	Density (ton/m ³)	Internal friction angle(°)	Cohesion (ton/m ²)
1,888,400	0.224	2.702	38	663

3.3 지보재의 물성

본 해석에 사용한 전면 접촉식 록볼트 및 슛크리트의 물성은 각각 Table 8 및 Table 9와 같다.

Table 8 Input parameters of rock bolt

Unit weight (MN/m ³)	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Tension yield strength (MN)	Shear stiffness of grout (MN/m/m)	Shear strength of grout (MN/m)
765	210,000	0.3	0.177	16000	0.78

4. 해석 결과 및 고찰

지하공동 전체 단면을 일시에 굴착하고 무보강 상태에 있는 경우와 단계별로 굴착 및 보강을 병행하는 경우로 나누어 해석 결과를 고찰하기로 한다.

단 수치해석과정 중 얻어진 자료는 지면관계상 생략하기로 한다. 해석결과로는 지하공동 주변에 분포한 암반에서의 변위와 절리에서 발생하는 전단변위 및 절리 틈의 확장 그리고, 굴착에 따라 재분포되는 응력을 고찰하였다. 단계별로 굴착 및 보강을 병행하는 경우 보강재인 록볼트와 슛크리트에 발생하는 축력과 응력도 아울러 고찰하였다. 계산 결과를 그림으로 나타내기로 한다. 그리고 유한요소법을 이용한 소프트웨어인 펜타곤으로 해석한 결과와 비교하였다[6].

4.1 무보강 해석

단계별 굴착과 보강 해석은 Fig. 4와 같이 구분하여 실시하였다.

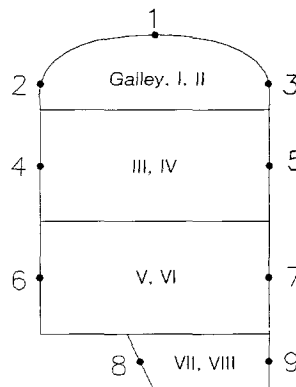


Fig. 4 Location for construction stage & analysis

(1) 변위분포 고찰

지하공동 주변의 변위는 발전소 상부에서 가장 크게 나타났다. 특히 아치 상부에서 지하공동으로 향하는 절리면 사이에서 발생하는 전단변위에 의한 소규모 붕락이 발생하였다. 그리고 최대 수평 변위가 발생하는 곳은 지하공동의 하반으로부터 윗 방향으로 지하공동의 측벽 높이의 약 1/2되는 곳에 발생하고 있다. 아치 상부에서의 변위는 약 79.27mm이고, 지하공동 좌측벽에서의 변위는 약

Table 9 Input parameters of shotcrete

Unit weight (MN/m ³)	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio	Compressive yielding (MN)	Normal stiffness of interface (MPa/mm)	Shear stiffness of interface (MPa/mm)
0.024	21,000	0.2	24	35890	17940

31.2mm. 우측벽에서의 변위는 약 50.86mm였다. 또 지하공동의 하부에서 약간 용기되는 변위를 확인하였다

절리의 전단 변위를 살펴보면 아치 상부에서 약 29.41mm이고 지하공동 좌측벽에서 약 24.55mm, 우측벽에서 약 32.26mm 발생하였다. 절리 전단변위가 약 5mm까지 발생한 영역은 지하공동 아치 상부에서 약 3.7m, 좌측벽에서 약 17.2m, 우측벽에서 약 26.3m 발생하였다.

또한 절리틈이 넓어지는 확장현상(dilation)도 발생하였다. 아치 상부에서 약 44.12mm이고 지하공동 좌측벽에서 약 11.35mm, 우측벽에서 약 14.42mm 발생하였다. 절리 전단틈이 확장된 깊이가 약 1mm 이상되는 영역은 지하공동 아치 상부에서 약 3.3m, 좌측벽에서 약 11.3m, 우측벽에서 약 15.8m 발생하였다.

지하공동에서의 변위와 절리의 전단변위 및 절리 틈의 확장을 각각 계산하고 도시하였는데 그 중 한 예를 들면 Table 10 및 Fig 5와 같다.

(2) 응력분포 고찰

암반에 지하공동을 굴착하면 1차 응력 상태인 암반 내 초기 응력은 재 분포되어 2차 응력 상태로 바뀌고 보강을 하면 다시 3차 응력 상태로 바뀌게 된다. 지하공동 주변에서의 주응력분포는 연직방향과 수평방향이 아니라 절리면을 따라 약간 경사져 있다. 절리면을 사이에 두고 응력의 연속성이 없어지는 부분도 나타나고 있다. 지하공동의 모서리에서는 형상변화에 따라 응력이 집중되기도 한다. 또 초기응력 성분을 보면 수평성분의 응력이 연직방향의 응력보다 1.67배 크므로 지하공동의 측

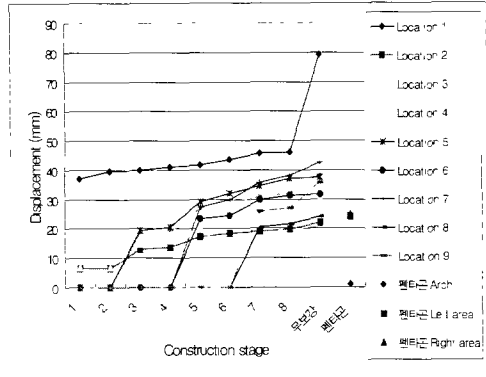


Fig. 5 Displacement of each location by excavation and un-support condition

벽에서 인장응력 영역이 발생할 것으로 예상된다

지하공동 아치상부에서 최대주응력은 18.41이고, 최소주응력은 -1.73MPa 발생하였고, 좌측벽 지역에서는 최대주응력은 18.19이고, 최소주응력은 -1.19MPa, 우측벽 지역에서는 최대주응력은 16.61이고, 최소주응력은 -1.71 MPa 발생하였다. 지하공동의 굴착형상이 아치 상부는 Fig. 4와 같이 둥근 원호이므로 재 분포되는 응력은 아치형상을 따라 점진적으로 변화하나, 측벽은 연직선으로 굴착되므로 측벽 부분에서 재 분포되는 응력방향은 점진적인 연속성이 상실되고 측벽 부분에 인장응력이 발생하고 있다.

이들 중 한 예를 들면 Table 11 및 Fig. 6과 같다.

Table 10 Displacement of each location by construction stage

Construction stage \ Location	Construction stage								
	1	2	3	4	5	6	7	8	무보강
1	37.18	39.75	40.05	41.11	41.91	43.39	45.76	46.02	79.27
2	6.32	6.43	13.05	13.65	17.17	18.36	19.14	19.96	21.86
3	6.78	7.01	14.78	15.81	20.61	22.28	23.88	24.85	29.4
4			18.18	19.27	26.98	28.59	31.42	32.68	30.18
5			19.96	21.32	29.81	32.60	35.19	37.52	42.2
6					23.94	25.34	31.2	32.6	31.2
7					27.2	29.77	35.4	37.79	50.86
8							20.64	21.48	24.89
9							25.72	27.42	36.55

(3) 이완영역 고찰

지하공동을 굴착하면 지하공동 주위 암반에서는 응력의 재배치가 일어나고 암반의 물리적 특성은 변하게 된다. 지하공동 주위 암반 중 비록 파괴 소성화되지는 않았지만 절리면에서 미끄러짐이나 절리면 사이의 간격이 벌어지는 현상이 발생하는 영역을 이완대라 할 수 있다. 지하공동의 역학적 안정성을 유지하기 위하여 이완대를 고려한 보강을 하여야 하기 때문에 이완대의 범위를 파악하는 것은 중요한 일이다.

본 연구에서는 절리의 전단변위가 절리 길이의 약 1%일때 최대 전단강도를 보이고 이를 지나면 잔류 전단강도에 도달한다는 Barton[7]등의 연구를 바탕으로 이완영역을 결정하였다. 즉 절리의 전단변위가 절리길이 4~5m 중 약 1%에 해당되는 전단변위 약 40mm를 초과하거나 절리틈이 확장된 곳은 역학적 안정성을 확보하기 위하여 보강이 필요한 것으로 가정하였다.

이를 근거로 지하공동내 이완깊이를 살펴보면 아치부에서 약 4m로 나타나고, 지하공동 좌측벽에서 약 11m 이고, 우측벽에서 약 15m이다

4.2 단계별 굴착과 보강 해석

무보강 해석시 결과를 감안하여 록볼트로 보강하되 이완심도와 변위분포 및 응력의 분포양상을 고려하였다. 그 길이는 설계단계에서 록볼트 보강은 길이12m와 15m가 종단면상에서 서로 교대로 시공될 예정이나 여기서는 상대적으로 길이가 짧은 길이12m의 록볼트를 2m 간격으로 하였으며 또 굴착면을 보호하고 굴착면의 요철에 의한 응력의 집중을 막기 위하여 슛크리트도 보강하며, 이때 슛크리트의 두께는 약 10cm로 결정하였다.

단계별로 굴착과 보강을 하는 경우 발생하는 변위와 응력의 분포, 이완영역의 발달, 보강재의 응력을 검토하기로 한다.

굴착 및 보강 단계는 Fig. 4와 같이 아치 굴착, 아치 보강, 벤치 1굴착, 벤치 1보강, 벤치 2굴착, 벤치 2보강, 벤치 3굴착, 벤치 3보강, 벤치 4굴착, 벤치 4보강을 각각 단계 1~8로 표시하였다

(1) 변위분포 고찰

지하공동을 굴착 보강함에 따라 공동 아치에서

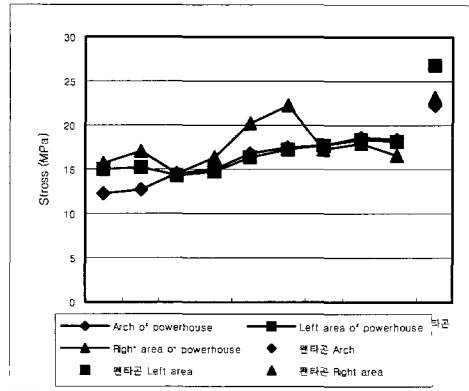


Fig. 6 Maximum principal stress

의 처짐 변위는 약간씩 줄고 있다. 지하공동 아치를 굴착 보강한 후에 지하공동 천단의 처짐은 약 39.75mm이었으나 벤치 1을 굴착 보강 한 후에는 처짐변위가 41.11mm로 약간 증가하였다 다시 벤치 2를 굴착 보강 함에 따라 처짐변위는 43.39mm로 변하고 마지막으로 벤치 3을 굴착 보강함에 따라 처짐변위는 46.02mm로 증가하였다. 지하공동을 아치에서 벤치로 굴착이 진행됨에 따라 지하공동 천단부의 처짐변위의 증가폭이 작은 이유는 첫째 암반내 초기응력을 보면 수평방향의 응력이 연직방향의 응력보다 크기 때문이다. 둘째는 지하공동의 형상을 보면 지하공동의 폭보다 높이가 약 2배 정도 크기 때문에 굴착이 아치에서 벤치로 진행되면 수평방향의 응력에 대해 강성이 작아지고 지하공동은 수평방향의 응력 때문에 지하공동 천단과 하반의 연직방향 변위가 감소하게 되고 때로는 지하 공동에서 주변 암반 방향으로 변위가 생기기도 한다.

지하 공동을 굴착 보강함에 따른 지하공동 굴착면에서 수평방향의 변위를 검토하였다.

벤치 I을 굴착 보강한 후 최대 수평변위는 좌측벽에서 19.27mm, 우측벽에서 21.32mm가 발생하였다. 벤치 II를 굴착 보강한 후 최대 수평변위는 좌측벽에서 28.59mm로, 우측벽에서 32.6mm로 각각 증가하였고, 벤치 III을 굴착 보강 후 최대 수평변

Table 11 Maximum principal stress (MPa)

Construction stage	1	2	3	4	5	6	7	8	No Support
Location									
Arch of Powerhouse	12.31	12.70	14.50	15.06	16.55	17.37	17.72	18.55	18.41
Left area of Powerhouse	14.92	15.29	14.32	14.87	16.42	17.25	17.65	18.52	18.19
Right area of Powerhouse	15.6	17.08	14.57	16.40	20.25	22.24	17.30	17.89	16.61

위는 좌측벽에서 327mm로, 우측벽에서 378mm로 증가하였다. 벤치 III은 지하공동의 오른쪽 쪽 1/2만 굴착하므로 지하공동 좌우 측벽에서의 변위차이가 나타났다 상대적으로 좌측벽보다 우측벽에서의 변위가 크게 나타났으나 그 영향은 크지 않았다

따라서 지하공동의 굴착과 보강이 종료될 때 지하공동 천단에서의 침하량은 약 46mm, 좌측벽에서의 최대변위는 약 327mm, 우측벽에서 약 378mm로 나타났다

지하공동 굴착면에서 변위를 요약하면 Table 10 및 Fig 5와 같다.

펜타곤해석에 의한 지하공동주변의 변위를 살펴보면 벤치 III까지 굴착과 보강이 종료될 때 지하공동 천단에서의 침하량은 약 1mm, 측벽에서의 최대변위는 지하공동 측벽 중간 부분에서 약 25mm 벤치바닥면의 상향변위는 6mm로 예상되었다[6]

펜타곤은 절리의 영향이 직접적으로 해석에 적용되지 않는 연속체 해석방법이므로 좌, 우측벽에서의 변위 분포양상이 서로 비슷하게 나타나고 공동의 중간지점에서 수평변위가 최대로 나타났다. 반면 UDEC에서는 절리의 방향으로 인하여 좌, 우측벽에서의 변위 분포양상이 다를뿐더러 이때 발생한 최대 변위 또한 절리의 미끄러짐이 유리한 우측벽부에서 발생하였다 또한 수직응력보다 크게 작용하고 있는 수평응력의 영향은 펜타곤에서는 천단침하량의 감소로 나타난 반면 UDEC에서는 절리면 건단변위의 증가로 나타나 전체적인 변위의 증가현상을 보였다

(2) 응력분포 고찰

단거별 굴착과 보강을 하면서 발생하는 응력의 변화는 다음과 같다 지하공동에서 아직 굴착 보강 후 지하공동 정점에 작용하는 최대 주응력은 약 127 MPa, 최소 주응력은 약 -104 MPa로 나타났고 마치 좌, 우측에서 약 1492 MPa, 15.6 MPa 발생하였다 이때 최소 주응력은 각각 약 -0.32 MPa, -0.895 MPa로 인장응력이 발생하였다. 벤치 I을 굴착한 후 지하공동 아치정점에 작용하는 최대응력은 약 1506 MPa로 증가하였고, 최소 주응력은 약 1.332 MPa 로 약간 증가하였다. 벤치 I의 좌, 우측벽에서 최대주응력은 각각 1487 MPa, 164 MPa 최소주응력은 -1828 MPa, -0.986 MPa로 인장응력이 발생하고 있다. 이어서 벤치 II를 굴착 보강한 후 좌, 우측벽에서의 최대 주응력은 각각 1725 MPa, 22.2 MPa이고, 최소주응력은 각각 -1.471 MPa, -1.414 MPa로 인장응력이 발생하였다 역시 벤치 I에서 나타나기 시작한 인장응력이 벤치 II에서도 발생하고 있다.

마지막 시공 단계인 벤치 III은 그 모양이 지하공동폭의 약 1/2 정도로 우측벽 하부만 굴착되

로 벤치 III의 굴착에 의한 영향은 공동 좌측벽보다 우측벽에 더 클 것으로 예상된다

실제로 벤치III을 굴착한 후 좌측벽에서 발생하는 최대주응력은 약 18.52 MPa로 증가하였고, 최소주응력은 약 -1.595 MPa 였고, 우측벽에서 발생하는 최대 주응력은 약 17.89 MPa, 최소주응력은 약 -1.918 MPa로 벤치 3에 의한 응력 재배치의 영향은 좌측에는 영향이 작으나 우측에는 최대주응력은 감소하고 최소주응력은 증가하였다 그러나 굴착 폭이 좁고 길이가 낮아 큰 차이는 나지 않는 것으로 나타났다

응력분포를 무보강 상태와 비교하면 Table 11 및 Fig 6과 같다

펜타곤 해석에 의한 응력분포를 보면 UDEC 해석과 같이 지하공동 측벽에서 인장응력이 나타나고 있다 벤치 III까지 굴착과 보강이 종료될 때 아치정점에 작용하는 최대주응력은 약 22.21MPa이고 최소주응력은 1.32MPa, 벤치 측벽에서 최대주응력은 1.94MPa이고 최소주응력은 -0.101MPa로 인장응력이 발생하고 있다[6]

펜타곤과 UDEC을 비교해보면 최대주응력의 차이에 비하여 최소주응력의 차이가 현저함을 알 수 있는데, UDEC은 암반을 절리에 의해 분리된 개개의 블록으로 보는 반면 펜타곤은 하나의 연속체로 간주하기 때문에 UDEC에서의 인장응력은 지하공동 전 주변에 걸쳐 나타나지만 펜타곤은 아치와 벤치I의 경계부근에서 국부적으로 나타나고 있다

그러나 인장응력이 암반의 인장강도보다 작아 인장응력으로 인한 암반의 파괴는 없을 것으로 예상된다

(3) 이완영역

무보강 해석 경우와 마찬가지로 이완영역은 암석이 파괴되어 소성이 된 부분뿐만 아니라 암반내 절리가 전단변위를 일으킨 부분과 절리 틈이 확장된 곳을 포함하는 개념으로 가정하기로 한다 벤치 III까지 굴착 보강한 후 이완영역을 살펴보면 지하공동 아치부에서 약 3.3m, 좌측벽에서 약 6.6m, 우측벽에서 약 8.1m로 나타났다

펜타곤 해석 시 이완영역은 Mohr-Coulomb이론을 적용하여 파괴포락선을 접착력과 마찰각으로 결정하고 암반 내 분포하는 응력의 수준에 따라 Mohr 응력원을 계산 한 다음 파괴 포락선과 Mohr의 응력원의 거리에 따른 파괴율로 계산하였다

이렇게 구한 이완영역은 파괴율이 0.8인 곳까지의 깊이 약 2m로 예상된다[6]

UDEC과 펜타곤의 이완영역이 이처럼 차이가 많이 나는 이유는 이완영역의 개념을 달리 해석함에 그 원인이 있으며, 불연속 암반에서의 변형 및 파괴거동이 불연속면을 따라 일어난다고 볼 때 전단변위와 절리면이 확장된 곳을 이완영역으로 보는 방법이 더 현실적일 것이다.

(4) 록볼트 축력

록볼트는 지하공동 주위에 응력 아치를 형성하고 이완 영역을 신선한 암반에 매달며 록볼트와 암반 사이의 마찰력에 의해 지하공동 주위 암반을 일체화시킨다.

본 지역에는 저경사의 층리가 발달하고 있어 지하공동을 굴착하면 다층 보와 같이 거동하여 지하공동 내부로 낙반이 일어 날 수 있다. 따라서 안정성 유지를 위해서는 충분한 길이의 록볼트로 지반을 일체화시킬 필요가 있다.

굴착이 진행되면서 록볼트의 축력을 살펴보면 아치에서 약 1.1ton, 공동 좌측벽에서 약 4ton, 우측벽에서 약 7.4ton 으로 나타났다. 공동의 형상과 지반의 응력상태로 인하여 아치에서의 축력은 작게 나타나고 있으며 불연속면의 방향으로 인해 좌우 측벽에서의 축력이 차이가 나타난다.

펜타곤으로 해석한 록볼트 축력을 보면 벤치 III까지 굴착과 보강을 한 후 아치부의 록볼트의 축력은 2.6ton으로 거의 균등하게 나타났고 측벽에 설치한 록볼트 축력은 최대값이 4.3ton이었고 굴착면 인접 부분 록볼트에서 최대값이 나타나는데[6]이들을 도시하면 Fig. 7과 같다.

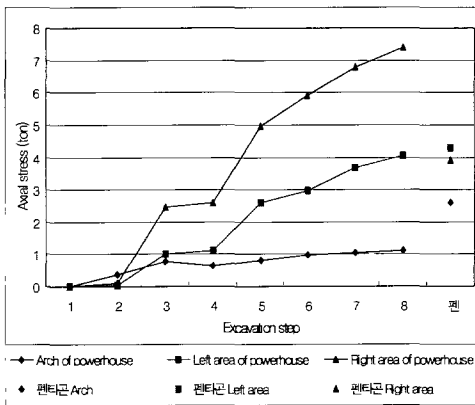


Fig. 7 Rock bolt axial force

(5) 슛크리트 응력

지하발전소 아치에 보강한 슛크리트는 보강효과가 양호하였다. 슛크리트에 작용하는 최대응력은 주로 아치부와 측벽이 만나는 부분에서 발생하였는데 최대 91.245kg/cm²까지 증가하였다. 지하공동 측벽에 보강한 슛크리트는 인장응력 상태를 보였다. 이는 암반내 응력상태도 인장응력 상태이고 변형 상태도 지하공동 내부로 향하는 변위가 크기 때문에 슛크리트에 인장응력이 발생하는 것으로 사료된다.

펜타곤으로 해석한 슛크리트 응력은 아치부에서 최대 약 111kg/cm²의 값을 보였고 측벽에서는 인장응력상태를 보였다[6].

같은 지하공동을 대상으로 함에도 불구하고 UDEC과 펜타곤의 결과에 상당한 차이가 나는 것을 알 수 있다. 특히 UDEC과 같은 개별요소프로그램은 불연속면의 영향이 해석에 직접적으로 영향을 미쳐 불연속면의 방향에 따라 공동의 좌, 우측의 결과가 상이한 반면 펜타곤은 불연속면의 영향이 해석에 직접적으로 관여하지 않아 좌, 우측에서 결과가 거의 대칭적으로 나타남을 알 수 있다. 불연속면의 존재가 지하공동의 안정성에 미치는 영향을 고려해볼 때 불연속면의 방향이 공동의 좌측보다는 우측에 더 불리하게 작용함을 알 수 있다. 그러나 펜타곤의 결과는 지하공동의 형상에 의한 영향만이 응력과 변위분포의 변수로 작용하고 있다.

UDEC과 펜타곤의 결과를 비교 정리하면 Table 12와 같다.

Table 12 Comparison of UDEC and PENTAGON results

	Location	UDEC	PENTAGON
Displacements (mm)	A	46.02	(6)1
	L	32.68	24
	R	37.79	25
Shear displacements (mm)	A	25.07	No solve
	L	14.76	
	R	21.22	
Joint Opening (mm)	A	23.14	No solve
	L	8.34	
	R	11.87	
Principal stress (MPa)	A	18.55	22.2
	L	18.52	26.8
	R	17.89	23.1
Rock bolt axial force (ton)	A	1.0	2.6
	L	3.7	4.3
	R	7.8	3.9
Shotcrete stress (kg/cm ²)	A	76.6	111.3
	L	63.6	71.35
	R	91.2	68.96

A : Arch of powerhouse

L : Left area of powerhouse

R : Right area of powerhouse

5. 결 론

청송지하양수발전소의 역학적 안정성 검토를 수치 해석적 방법에 의하여 수행하고 검토한 결과는 다음과 같다.

(1) 지하공동 굴착과 보강 후 발생한 최대 응력은 지하공동 아치에서 약 18.55 MPa로 예측된다. 지하공동 측벽 주위암반에서 인장응력이 부분적으로 발생하나 인장응력대의 깊이가 깊지 않기 때문에 12m 록볼트로 보강 하면 지하공동의 역학적 안정성에 영향은 없을 것으로 판단된다.

(2) 굴착과 보강을 단계적으로 진행할 때 변위와 무보강상태의 최대 변위를 살펴보면 단계적으로 시공을 하였을 때 최대 변위는 아치에서 약 46.02mm, 무보강 상태에서의 최대 변위는 아치에서 약 79.27mm로 나타났다.

(3) 지하공동의 아치에 보강한 록볼트에 발생하는 축력은 최대 1.1ton으로 아치 정점에서 발생하였다. 지하공동 측벽에 설치한 록볼트에는 최대 약 7.4ton의 축력이 발생하였다. 일반적으로 설계 시의 허용 축력을 약 10ton으로 가정할 때 축력분포가 양호한 것으로 판단된다.

(4) 지하공동 아치에 보강한 슛크리트는 보강효과가 양호하여 약 91.245kg/cm² 내외의 응력분포를 보인다. 그러나 지하공동의 측벽 슛크리트에는 인장응력이 발생하였다.

(5) 이완영역은 단계별로 진행할 때 보강시 아치부에서 약 3.3m, 좌측벽에서 약 6.6m, 우측벽에서 약 8.1m로 보강하지 않은 경우에는 아치부에서 약 4m, 좌측벽에서 약 11m, 우측벽에서 약 15m로 나타났다. 특히 보강하지 않은 경우 지하공동 아치에서 불연속면의 한 압괴의 썩기과괴 현상을 볼 수 있으나 단계별굴착에서는 썩기과괴현상을 볼 수 없어 보강의 효과를 확인할 수 있었다.

(6) UDEC의 결과와 펜타곤의 해석결과를 비교하면 응력에 비하여 펜타곤해석에서 변위, 이완영역이 모두 작게 나왔다. 이는 펜타곤이 유한요소 프로그램으로서 암반질리의 영향을 고려하지 못하기 때문에 사료된다 또 UDEC에서 처럼 불연속면의 방향에 따른 좌우 측벽에서의 응력과 변위의 차이를 볼 수 없었다 따라서 불연속면으로 분할된 암반의 변위 및 파괴거동이 불연속면을 따라 일어난다고 볼 때 불연속면의 특성을 반영한 개별요소 프로그램인 UDEC의 적용은 실제암반에 근접한 결과를 나타낼 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

[1] 강추원 외, "Barton-Bandis 절리 모델에 의한 지하대공동 암주의 변형특성 연구", 한국암반

공학회지, 터널과 지하공간, 제 11권, 제 2호, pp.09~119, 2001.

[2] 김영근, "절리특성이 인공절리를 포함한 불연속 암반의 변형거동에 미치는 영향 연구". 서울대학교 박사학위논문, 1993.

[3] 김치환, "개별요소법에 의한 터널의 안정성 해석에 있어 설계 정수의 결정", 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, 제 10권, 제 3호, pp 278~290, 2000.

[4] 이상필, "불연속 암반내 공동주변의 암반응력 및 변형 거동에 관한 수치해석", 서울대학교 석사학위논문, 1990

[5] 최성용, 정소길, "Barton-Bandis Joint model을 이용한 절리 암반 사면의 안정성 해석", 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, 제 9권, 제 2호, pp.141~148, 1999.

[6] 한국서부발전주식회사, "청송양수 발전소 1.2호기 설계기술용역 지하발전소 현지반 시험 보고서", 2002

[7] Barton N and Choubey. V., "The shear strength of Rock Joint in Theory and Practice", *Rock mechanics and Rock Eng.*, 10, pp 11~54, 1977.

[8] Barton N and Bandis S. "Effects of block size on the shear behavior of jointed rock". Keynote Lecture, Proc 23rd US Symp. on Rock Mech., pp 739~760, 1982.

[9] Barton N and Bandis S. "Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice". Proc. Int Symp on Rock joints, Norway, pp.603~610, 1990

[10] Bieniawski Z T., "Determining Rock Mass Deformability · Experience from Case Histories". *Int. J Rock Mech., Min Sci., Vol 15*, pp.237~247, 1978

[11] Hoek. E and Brown. E T., "The Hoek-Brown Failure Criterion-a 1988 Update". Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp., University of Toronto Oct., 1988.

[12] Serafim. J L and Pereira. J P., "Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski". Proc. Int Symp Eng. Geol. Under-ground Constr., I,II pp 33~42, 1983

[13] Stephen D Priest, "Discontinuity Analysis for Rock Engineering", pp 87~92, 1993.

[14] Itasca Consulting Group, Inc., "UDEC User's Manual", Version 3.10, 2000