

Barton-Bandis 절리 모델에 의한 지하대공동 암주의 변형 특성 연구

강추원¹⁾ · 임한욱²⁾ · 김치환³⁾

Analysis on the Deformation Characteristics of a Pillar between Large Caverns by Barton-Bandis Rock Joint Model

Chu-Won Kang¹⁾, Han-Uk Lim²⁾ and Chee-Hwan Kim³⁾

Abstract. Up to now single large cavern was excavated for each underground hydraulic powerhouse in Korea. But the Yangyang underground hydraulic powerhouse consists of two large caverns; a powerhouse cavern and main transformer cavern. In this case, the structural stability of the caverns, especially the rock pillar formed between two large caverns, should be guaranteed to be sound to make the caverns permanently sustainable. In this research, the Distinct Element Method(DEM) was used to analyze the structural stability of two caverns and the rock pillar. The Barton-Bandis joint model was used as a constitutive model. The most significant parameters such as in-situ stress, JRC of in-situ natural joints, and spatial distribution characteristics of discontinuities were acquired through field investigation. In addition, two different cases; 1) with no support system and 2) with a support system, were analyzed to optimize a support system and to investigate reinforcing effects of a support system. The results of analysis; horizontal displacement and joint shear displacement proved to be reduced with the support system. The relaxed zone in the rock pillar also proved to be reduced in conjunction with the support system. Having a support system in place provided the fact that the non zero minimum principal stresses were still acting in the rock pillar so that the pillar was not under uniaxial compressive condition but under triaxial compressive condition. The structural stability of an approximately 36 m wide rock pillar between two large caverns was assured with the appropriate support system.

Keywords: Barton-Bandis joint constitutive model, Joint Roughness Coefficient(JRC), Joint Wall Compressive Strength(JCS), Rock Pillar, Distinct Element Method(DEM)

초 록. 우리나라의 양수발전소는 지금까지 단일공동을 굴착하였다. 그러나 양양 양수발전소는 두 개의 대공동 즉, 발전소와 주 변전소로 구성된다. 이 경우 공동 구조물의 안정성, 특히 두 공동사이에 형성되는 암주를 영구적으로 안전하게 유지할 수 있도록 보장되어야 한다. 본 연구에서는 개별요소법을 이용하여 두 공동과 암주의 구조적 안정성을 평가하였으며, 구성모델로 Barton-Bandis의 절리모델을 이용하였다. 현지 암반의 초기응력, 자연절리면의 거칠기계수, 불연속면의 공간적 분포 특성과 같은 중요한 요인들은 현지 조사를 통하여 구하였다. 이외에 두가지 경우 즉, 무보강과 보강의 경우 지보시스템의 최적화를 분석하였으며, 또한 보강효과를 검토하였다. 연구결과 보강의 경우 수평변위와 절리의 전단변위가 감소되었으며 암주내 이완영역 역시 감소됨을 확인하였다. 두 공동사이에 있는 약 36m 두께의 암주에 적절한 보강조치를 취하여 안정성을 확보할 수 있었다.

핵심어: Barton-Bandis 절리 구성모델, 절리면 거칠기계수, 절리면 단축압축강도, 암주, 개별요소법.

1. 서 론

본 연구는 양양 양수발전소 내 발전실 지하공동(power house cavern)과 주 변압기실 지하공동(main transformer

cavern) 사이의 암주(rock pillar)에 대한 안정성 평가에 관한 것이다. 지금까지 국내 양수발전소는 지하 암반 내에 발전실 설치를 위하여 단일 지하공동만을 굴착하였으나 양양 양수발전소의 경우 두 개의 대규모 지하공동을 인접하여 굴착하기 때문에 공동 사이 암주의 안정성 평가는 대단히 중요한 과제이다.

일반적으로 양수발전소와 같이 대규모 지하공동을 굴착하는 경우 이를 반영구적으로 유지하기 위하여 공동 주변 특히 암주의 역학적 안정성이 검토되어야 한다. 이

¹⁾정회원, 조선대학교 자원공학과 교수

²⁾정회원, 강원대학교 자원공학과 교수

³⁾정회원, 우석대학교 토목공학과 조교수

접수일 : 2001년 1월 12일

심사 완료일 : 2001년 3월 2일

를 위하여 굴착 예정지 암반에서의 초기응력 측정과 암반의 각종 물성 및 역학적 특성에 관한 실험을 실시하고 이를 기초로 수치해석을 실시하는 것이 일반적이다.

본 연구는 크게 세 부분 즉, 암반 내 초기지압의 측정, 대공동 주변 암석의 물성 및 암반 절리의 역학적 특성, 그리고 이들 결과를 고려한 수치해석을 실시하여 최종적으로 암주의 안정성을 해석하였다. 먼저 암반 내 초기응력을 측정하는 방법은 그 원리에 따라 구분하면 몇 가지 종류가 있으나 본 연구에서는 공경변화법(3-D Borehole deformation gauge method)을 채택하여 측정하였다.

암반의 주요물성 및 역학적 특성은 국제암반역학회(ISRM)가 제안한 방법에 의해 수행하였다. 또한, 현지 암반의 절리 특성을 구하기 위하여 자연절리면의 거칠기(JRC)를 절리면 프로파일 계이저로 측정하였고, 측정된 JRC값은 Barton-Bandis 절리모델에 의해 절리면의 전단강성과 수직강성을 구하는데 이용하였으며 치수효과를 고려하여 절리면 거칠기를 보정하였다.¹⁾ Barton 등²⁾에 의하면 전단시험 중 절리면 거칠기에 따라 절리의 최대 팽창(dilation)을 예측할 수 있다. 따라서 절리의 기하학적 형상에 따른 거칠기 정도를 고려하였으며, 0~20 사이의 여러 범주의 JRC값을 선택할 수 있도록 하였다. Barton이 제안한 절리 거칠기 이론의 실제적인 장점은 많은 실험을 값싸게 그리고 쉽게 할 수 있다는 점이다.

두 개의 대규모 지하공동의 역학적 안정성 평가를 위하여 개별요소법을 이용하였다. 암반의 물리적 특성을 등가의 연속체로 간주하는 대신 절리 사이의 암석 블록을 개별요소로 모델링함으로써 암반 절리에서 변위가 주로 발생할 수 있는 현지 암반의 특성을 감안하였다. 또한 두 지하공동 사이에 있는 대규모 암주에서도 암반 내 절리에 의한 영향을 분석하였다. 지하공동이 굴착되는 암반내 절리 분포는 시추 조사와 굴착 과정에서 기록한 지질도로부터 파악하였다. 즉 절리의 주향과 경사, 절리군, 절리군별 절리간격을 구하여 개별요소법의 요소망 구성에 반영하였다. 마지막으로 측정된 절리의 거칠기와 암석의 단축압축강도로부터 절리의 전단강도, 수직강성과 전단강성 등을 구하였다.

국내에서 암반절리의 역학적 특성에 관한 연구는 김영근,³⁾ 김태혁,⁴⁾ 이상돈^{5,6)} 등에 의해 발표된 바 있다. 그러나 암반절리를 포함한 지하공동 사이의 암주의 안정성을 검토한 연구는 수행된 바가 없다. 또 암반절리의 거칠기와 강도로부터 수치해석이 가능하도록 지배방정식을 구성한 Barton-Bandis 절리모델을 지하공동 안

정성 해석에 적용한 국내 사례는 없는 것으로 보인다. Barton-Bandis 절리모델은 수직응력의 크기에 따라 절리의 수직강성과 전단강성이 비선형으로 변하고, 절리의 전단변위뿐만 아니라 전단변위 발생시 절리 틈의 팽창까지 계산할 수 있는 특징이 있다. 따라서 본 연구에서는 개별요소법에 Barton-Bandis 절리모델을 결합한 UDEC/BB 소프트웨어를 사용하여 대규모 지하공동 사이 암주의 변형 특성을 해석하였다.

2. 현지 암반의 초기응력 조건 및 주요 역학적 특성

2.1. 측정 지역의 지형 및 지질 개요

본 연구의 대상 지역은 행정구역상 강원도 양양군 서면 산야리 일원의 양양 양수발전소 건설 현장이다. 인근 지역의 지형 및 지질 개요는 다음과 같다.

2.1.1 지형

본 지역은 강원도 인제군과 양양군을 포함하는 지역에 위치하며, 태백산맥의 지맥인 설악산맥의 중심권에 속하는 장년기의 험준한 산악 지대를 형성한다. 본 지역의 지형은 NNE 및 EW 방향이 우세한데, 이는 지질 구조의 영향을 받은 결과이며 한반도의 주요 구조인 지나 방향과 일치하고 있다.

하부지는 태백산맥의 동측부에 위치하여 험준한 산능으로 둘러 싸여 있으며, 댐의 서측은 양양군과 인제군의 경계인 태백산맥의 주능선이 남북방향으로 급경사의 사면을 이루고 있고, 동측은 정족산, 조봉, 암산 등이 서측과 동일한 남북 방향으로 연속 배열하고 있다.

상부지는 태백산맥 주능선에 위치하고 방대천의 발원지로서 장년기의 험준한 산악지대이며, 방대천은 점봉산을 분수령으로 하여 V자 협곡을 따라 동남류하다 서류하여 소양강에 합류한다.

2.1.2 지질

본 지역의 지질은 선캄브리아기 편마암 복합체가 기저부에 분포하며, 이를 부정합으로 피복하는 시대 미상의 문암산 규암 및 구룡층군, 대보 조산운동시 상기의 지층들을 관입한 유라기의 화강암류와 불국사 조산운동이 다시 이들을 관입한 화강섬록암 및 암맥류와 이들을 부정합으로 피복하는 제 4기층으로 구성되어 있다.

2.2 절리 분포해석

암반절리의 방향, 추적길이, 간격 등 불연속면의 특성은 일정한 분포특성을 갖는 것으로 알려지고 있다. 불연속면의 중심은 포아송 분포를 따르고, 불연속면의 추

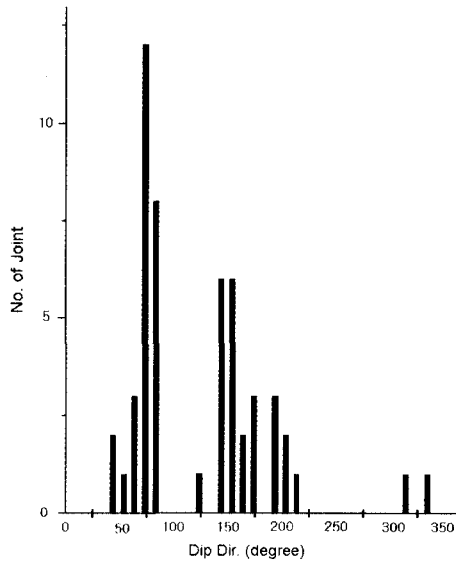


Fig. 1. Histogram of dip direction of all joints collected along the access tunnel.

적 길이는 음지수분포 또는 로그-정규분포를 따르며, 불연속면의 방향은 정규분포나 Fisher분포를 따르는 것으로 보고되고 있다.⁷⁾ 해석 대상 암반의 불연속면에 대한 직접적인 조사결과를 통계처리 함으로써 불연속면의 분포 특성을 평가할 수 있었다.

2.2.1 방향

불연속면의 방향 분포는 정규분포를 따른다고 가정하였다. Fig. 1은 진입터널의 벽면과 막장에서 관찰한 불연속면의 경사 방향의 도수분포를 나타낸다. 불연속면의 경사각은 대부분의 불연속면이 90°에 가까운 값을 보이기 때문에 경사 방향만을 고려하여 불연속면군을 결정하였다. Fig. 1에서 보는 바와 같이 불연속면의 경사 방향은 크게 두 부분에 집중되어 나타난다. Fig. 2와 Fig. 3은 각각 불연속면군 1과 2의 경사 방향에 대한 도수분포도이다. 지하공동의 장축방향이 N3° E임을 고려할 때 불연속면군 2는 지하공동 장축과 거의 수직으로 교차한다. 또한 지하발전소 부근의 지질조사 결과에서 제시된 또 하나의 불연속면군인 N77°W/83°SW를 해석에 고려하였다.

한편 3차원 지질 구조를 2차원으로 해석할 경우 불연속면의 경사 방향뿐만 아니라 경사각까지도 해석에 고려해야 한다. 3차원 지질 구조를 2차원으로 나타내는 방법에는 불연속면의 주향이 터널의 장축 방향과 평행하다고 가정하여 경사각만을 해석에 고려하는 방법⁸⁾과, 겹보기 경사각을 이용하여 해석 단면에 3차원 불연속면

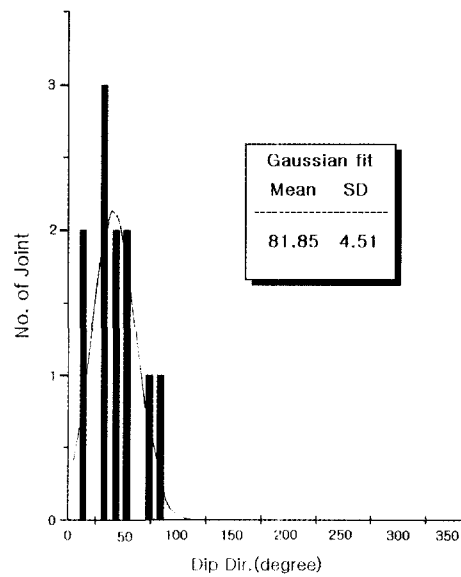


Fig. 2. Estimation of mean and standard deviation of dip direction in joints set 1 by normal fitting.

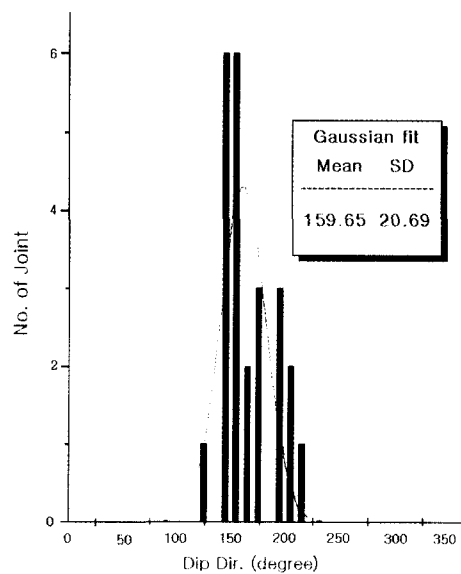


Fig. 3. Estimation of mean and standard deviation of dip direction in joints set 2 by normal fitting.

을 투영시키는 방법⁹⁾이 있다. 첫 번째 방법은 불연속면이 터널의 전 연장에 걸쳐 나타나는 것으로 해석하기 때문에 보다 안전한 해석 결과를 얻을 수 있다. 그러나 본 해석에서는 겹보기 경사각을 이용하여 불연속면의 방향을 결정하였다. 또한 해석 모델을 단순화하기 위하

여 평균방향값에 대한 편차를 무시하였다. 해석에 고려한 절리군의 겹보기 경사각은 양의 x축을 기준으로 각각 104.6° , 55.7° 이다.

2.2.2 추적 길이와 불연속면간의 간격

추적 길이는 음지수분포 또는 로그-정규분포를 따르는 것으로 알려져 있지만 본 해석에서는 해석 모델을 단순화하기 위하여 모든 불연속면이 연속인 것으로 가정하였다. 불연속면의 간격은 해석 대상 암반과 같은 암종인 편마암 지역에 대한 통계처리 결과¹⁰⁾를 이용하여 불연속면군 1의 경우 4 m, 불연속면군 2의 경우 5 m로 결정하였다.

2.3 공경변형법에 의한 암반 내 초기응력 측정

지하 암반 구조물의 설계 및 시공에 있어 굴착에 따른 응력의 분포상태, 즉 2차 응력을 구하기 위한 수치 해석을 위해서는 가장 중요한 입력 자료인 초기응력의 크기가 결정되어야 한다. 뿐만 아니라 지하공동의 설계 과정에 있어 공동의 배열 및 그 역학적 안정성을 경험적으로나 또는 정성적으로 검토할 때도 굴착 예정위치에 작용하고 있는 초기응력의 크기와 그 작용 방향이 중요한 요소가 된다.

본 연구에서는 탄성이론에 의해 측정치의 처리가 용이하고, 정확도가 높으며, 암반 내 평균 응력성분의 크기와 그 작용 방향이 정량적으로 구해질 수 있는 공경변형법을 채택하였다.¹¹⁾ 측정심도는 지표로부터 약 640 m이다. 측정 값들을 수치해석시 이용하기 위하여 지하공동의 배열방향에 수직한 면으로 변환하면 Table 1과 같다.

2.4 주요 물성 실험

암석 시료는 양양 양수 지하발전소 건설 예정지의 초

기응력 측정 지점인 측정 I 및 측정 II에서 시추한 코어를 사용하였다.

시험 종류는 단위중량, 비중, 흡수율, 탄성과 전파속도, 쇼어경도, 일축압축강도, 탄성계수, 포아송비, 압열인장강도, 직접전단강도, 삼축압축강도 실험에 의한 점착력 및 내부마찰각, 열 팽창시험 등으로 주요 결과는 Table 2와 같다.

Table 2. Results of laboratory test.

Test item	Unit	Number of measurement	Site I	Site II	Mean value
Unit weight	MN/m ³	45	0.0262	0.0262	0.0262
Porosity	%	45	0.496	0.488	0.491
Water content	%	45	0.187	0.227	0.208
Elastic wave velocity	km/sec	45	4.75	4.69	4.72
Shore hardness	.	45	69~88	69~92	69~90
Uniaxial comp. strength	MPa	45	127	118	122
Young's modulus	MPa	45	43466	44054	43760
Poisson's ratio	.	45	0.253	0.264	0.258
Brazilian test	MPa	45	8.29	7.05	7.65
Triaxial comp. test					
Cohesion	MPa	45	16.09	14.52	15.31
Internal friction angle	°	45	59	59	59
Direct shear test					
Cohesion	MPa	45	21.39	16.78	19.03
Internal friction angle	°	45	62	59	60

Table 1. In-situ stresses acting on tunnel wall of shorter axis direction (N3°E) of powerhouse.

Stress	Measuring point	Site I		Site II		Note
		magnitude(MPa)	magnitude(MPa)	magnitude(MPa)	magnitude(MPa)	
Normal stress	σ_x	-10.014		-14.050		*direction from east to west
	σ_y		-9.382		-13.172	*S87°E
	σ_z	-17.232		-19.904		*direction from south to north
	$\sigma_{y'}$		-17.864		-20.782	*N3°E
	$\sigma_{z'}$	-17.286		-17.301		*vertical direction
Shear stress	τ_{xy}	-2.799		-3.598		
	$\tau_{xy'}$		-1.696		-2.652	
	τ_{yz}	-4.943		-4.858		
	$\tau_{yz'}$		-5.455		-5.226	
	τ_{zx}	-4.026		-2.982		
$\tau_{zx'}$		-3.299		-2.277		

3. 절리를 고려한 수치해석

3.1 개별요소법 이론

개별요소법은 Cundall¹²⁾이 제안한 방법으로 뉴턴의 제 2 운동법칙과 강체 블록들 사이 접촉점에서의 힘과 변위 관계에 기초를 두고 있다. 반복 계산 과정의 시간 변화량이 매우 작다고 가정하면 이 시간 사이에 가속도와 속도는 일정할 것이라는 가정이 성립한다. 강체 블록에 작용하는 불평형력으로부터 블록의 가속도를 구하고 평형상태에 이르기까지 명시적 방법(explicit method)에 의하여 속도와 변위를 차례로 구하는 것이다. 개별요소법은 각 시간 단계마다 해석 대상물의 형상을 정의하는 좌표계가 새로이 정의될 수 있는 Lagrangian 좌표계를 사용하므로 대 변형과 회전을 고려할 수 있을 뿐만 아니라 암반 재료의 비선형성이 큰 경우에도 적합한 해석방법으로 인정받고 있다. Maini 등¹³⁾은 암반블록도 변형이 가능하도록 개별요소법의 기능을 발전시켰다. 그 후 Cundall, Hart¹⁴⁾는 개별요소법을 3차원 절리 암반에도 적용할 수 있도록 그 팽창 범위를 넓혔다. 본 해석에 사용한 UDEC은 Cundall 등이 개발한 개별요소법의 수치해석 기법을 사용한 해석용 소프트웨어이다.

3.2 암반절리 구성 모델

본 연구에서는 Barton-Bandis 절리모델을 적용하였다. Barton과 Bandis¹⁾는 불연속면의 변형과 강도에 미치는 불연속면 거칠기의 영향을 일련의 경험적 관계식에 의하여 표현하였다. 이 절리모델의 특성을 절리의 수직거동과 전단거동으로 나누어 보면 다음과 같다. 먼저 절리의 수직거동은 쌍곡선적인 응력-변위 경로를 보이며, 반복하중의 재하와 제하에 의한 시간이력과 수직강성의 증가를 나타낸다. 그리고 전단변위에 의해 발생된 불연속면 표면의 엇갈림에 의한 수직강성의 변화와, 절리의 압착량과 절리면의 거칠기에 근거한 수리적 틈(hydraulic aperture of joint)을 계산할 수 있다. 그리고 절리의 전단거동은 수직응력과 전단변위 함수로서의 팽창, 최대전단이후(post-peak shear)의 절리면 손상, 최대전단이후 반복 재하시 2차 최대 전단강도의 감소를 보인다.^{1,15)}

4. 입력 물성과 해석모델

4.1 암반 블록 및 불연속면의 물성

연속체 해석과는 달리 UDEC과 같은 불연속체 해석에서는 불연속면의 영향을 주로 고려하기 때문에 암반

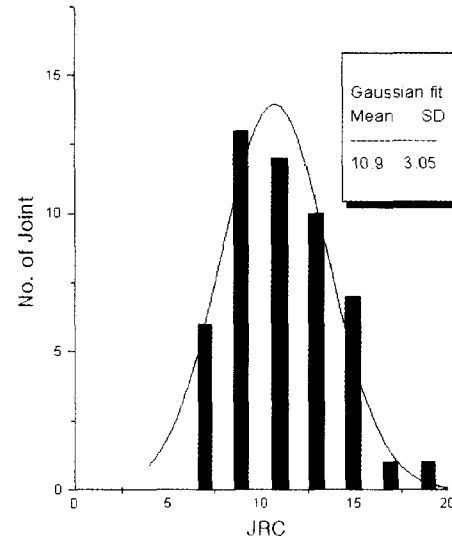


Fig. 4. Histogram and estimation of mean and variance of JRC.

블록의 물성은 시추코어를 이용한 암석 실내시험 결과에 따라 다음과 같이 결정하였다.

4.1.1 변형계수와 포아송비

본 연구의 해석 대상인 지하 양수발전소와 같이 심도가 깊은 경우 불연속면의 변형 거동 못지 않게 암반 블록의 변형 거동 또한 불연속 암반의 변형 거동에 중요한 영향을 끼친다. 따라서 본 연구에서는 암반 블록을 변형 가능한 블록으로 설정하였다. 변형계수는 암석 실내시험 결과의 최대값에 가까운 44.5 GPa, 포아송비는 0.24로 하였다.

4.1.2 내부 마찰각, 점착력, 인장강도의 결정

내부 마찰각, 점착력, 인장강도는 암석 실내시험 결과의 최대값에 가까운 값을 선택하였으며 그 값은 각각 60°, 24.5 MPa, 13 MPa이다.

4.1.3 불연속면 거칠기계수 결정

불연속면의 물성은 Barton 등¹⁾이 연구한 방법으로 결정하였다. 즉, 암석의 단축압축강도, 불연속면의 단축압축강도(JCS), 불연속면의 거칠기계수(JRC)를 이용하여 불연속면의 접선 수직강성과 접선 전단강성을 구할 수 있다. 따라서 불연속면의 거칠기계수와 단축압축강도가 구해져야 한다.

JRC는 시추코어에 존재하는 자연 절리면에 대하여 프로파일 게이지를 이용하여 불연속면 표면의 형상을 본뜬 후, 표준 JRC 곡선과 비교하여 절리면 거칠기계수를 구하였다.²⁾ 프로파일 게이지의 측정 간격은 1.5 mm

이다. Fig. 4는 JRC의 도수분포표이며 가우스 함수로 회귀분석하여 JRC의 평균과 표준 편차를 구하였다. JRC의 경우 자연 절리면에서 측정된 JRC의 평균값 10.9를 입력치로 결정하였다.

4.1.4 절리면의 압축강도(JCS) 결정

Barton 등²⁾은 많은 실험을 통하여 시추코어의 단축압축강도와 JCS 사이의 상관관계를 밝혔는데, 이들에 의하면 시추코어의 단축압축강도와 JCS의 비는 1.4~1.9 사이의 값을 보인다. 본 연구에서는 이들의 연구 결과를 기초로 하여 시추코어의 단축압축강도를 이용하여 JCS를 추정하였다. 실내 시험결과에 의하면 시추코어의 최대 단축압축강도는 141 MPa이다. 따라서 이 값을 이용하여 추정한 JCS는 74.2~100.7 MPa 범위 값을 보이게 되는데, 본 연구에서는 100.7 MPa를 사용하였다

4.1.5 절리의 기본 마찰각

절리의 기본 마찰각 역시 Barton 등²⁾의 연구 결과를 바탕으로 결정하였다. 이들에 의하면 편마암의 기본 마찰각은 건조된 경우 26~29°, 습윤된 경우 23~26°이다. 본 연구에서는 가장 작은 값인 23°를 선택하였다.

4.2 지보재 물성

지보재로 사용한 록볼트와 슛크리트의 물성은 다음과 같다. 먼저 록볼트는 전면 접착식 록볼트로 모델링하였다. 록볼트의 탄성계수는 210,000 MPa, 포아송비는 0.3이다. 그리고 슛크리트의 탄성계수는 21,000 MPa, 포아송비는 0.2로 설정하였다.

4.3 해석 모델과 조건

해석모델은 폭 20 m, 높이 42.8 m인 지하발전소와 폭 19 m, 높이 32.4 m인 변전소 지하공동을 해석대상으로 하며, 이 두 개의 지하공동 사이에는 폭 약 36 m의 암주가 놓이게 된다. 지하공동의 외부에서 좌우 요소망의 경계까지는 지하공동 폭의 약 5배 거리로 하였으며, 지하공동의 상하 방향 요소망 경계까지도 지하공동 높이의 약 5배 거리를 이격시켰다. 요소망의 좌우 경계에서는 초기 수평응력을 가하였으며 요소망의 하부는 연직 방향 변위속도를 고정하였으나, 수평방향의 변위속도는 구속하지 않았다. 요소망 상부에는 모델 제한에 따른 상재하중을 응력 경계 조건으로 부여하였다.

절리의 간격은 경사가 약 55.6°인 경우 5 m, 경사가 104.6°인 경우는 4 m로 하였다. 절리 사이의 암괴 내부는 다시 유한차분 요소망을 구성하여 암괴 자체의 변형도 가능하도록 하였다. 암주와 지하공동의 역학적 안정성을 검토하기 위하여 해석을 두 가지 경우로 나누어

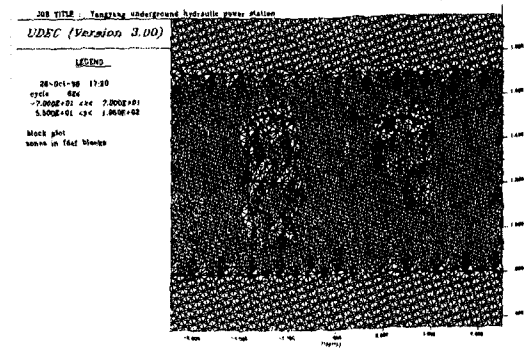


Fig. 5. Distinct element mesh.

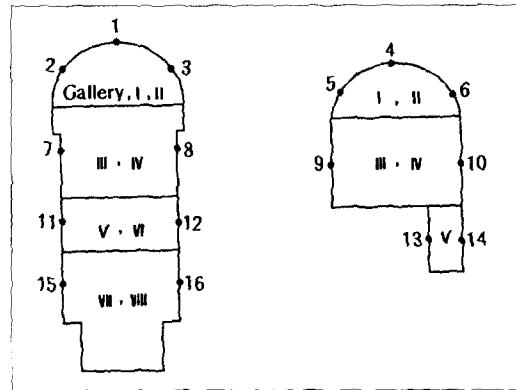


Fig. 6. Location for comparison of displacement change.

수행하였다. 첫 번째 경우는 지하발전소와 지하변전소를 동시에 그리고 전체 단면을 한번에 굴착하고 보강을 하지 않았다. 따라서 무보강 상태의 변위와 응력의 분포, 이완영역의 범위를 구하도록 한다. 두 번째 경우는 지하발전소와 지하변전소를 동시에 굴착하되 굴착과 보강을 각각 4단계로 나누고 굴착 후에 보강을 하는 단계로 구분하였다. 따라서 첫 번째 경우와 비교하여 굴착 후 보강 효과를 확인하도록 한다. 해석을 위한 개별 요소망은 Fig. 5와 같다. 또 해석결과 변위의 변화를 확인할 지점은 Fig. 6과 같다.

5. 결과의 고찰

지하공동 전체 단면을 일시에 굴착하고 무보강 상태에 있는 경우와 단계별로 굴착 및 보강을 병행하는 경우로 나누어 해석 결과를 고찰하기로 한다. 해석결과로는 지하공동 주변에 분포한 암반에서의 변위와 절리에서 발생하는 전단변위 및 절리 틈의 팽창 그리고, 굴착

에 따라 재분포되는 응력을 고찰하였다. 단계별로 굴착 및 보강을 병행하는 경우 보강재인 록볼트와 슛크리트에 발생하는 축력과 응력도 아울러 고찰하였다. 본 고찰에서는 이들 계산과정 및 결과에 관한 많은 자료중 대표적인 것으로 몇 가지만 제시하였다.

5.1. 무보강 해석

5.1.1 변위분포 고찰

두 공동의 배열, 각 공동별 굴착단계 그리고 변위 확인 지점의 표시는 Fig. 6과 같다.

해석결과 두 개 지하공동 사이의 암주에서 발생한 변위는 지하발전소 측벽 암주에서 약 52.7 mm이고 지하변전소 측벽 암주에서 약 36.3 mm로 지하공동 방향으로 향하고 있다. 암주 내 절리에서 발생한 최대 전단변위는 약 59 mm로 지하변전소 상부에서 발생하였다. 지하발전소 측벽 암주에서 절리의 최대 전단변위는 약 30 mm로 암주의 상부에서 발생하였다. 굴착면에서 암주의 중심 방향으로 거리가 변함에 따라 절리 내 전단변위는 점차 감소하고 있다. 지하발전소와 인접한 절리 중 경사 55.7°인 방향의 절리와 경사 104.6°의 절리가 고차하여 썸기 모양이 나타나고 있다. Barton²⁾ 등에 의하면 절리의 전단변위가 절리 길이의 약 1%일 때 최대 전단강도를 보이고 이를 지나면 잔류 전단강도에 도달되는 것으로 보고되고 있다. 이에 따라 절리의 전단변위가 절리길이 4~5 m 중 약 1%에 해당되는 전단변위 약 40 mm를 초과하는 곳은 암주의 역학적 안정성을 확보하기 위하여 보강이 필요한 것으로 가정하였고 록볼트 보강재의 길이를 결정하는 기준으로 활용하였다.

또한 절리 틈이 넓어지는 팽창현상도 발생하였다. 지하발전소 측벽 하부 암주에서 절리 틈의 팽창이 약 18 mm로 최대이며, 지하변전소 측벽 암주에서는 약 13 mm의 절리틈 팽창이 나타났다. 암주 내 절리틈 팽창이 약 1 mm 이상 발생한 곳까지의 깊이는 지하발전소 측벽으로 부터 약 17 m이었고, 지하변전소 측벽으로 부터 약 7 m이었다. 절리 틈이 팽창된 절리가 암주 내에서 서로 연결되는 현상은 발생하지 않았다. 암주 내에 분포한 절리틈의 팽창을 감소시키기 위해서는 록볼트 등의 보강이 필요한 것으로 판단된다.

한편 암주를 제외한 지하공동 주변에서 발생한 변위는 다음과 같다. 암주에서 지하발전소 공동으로 향하는 측벽변위 약 52.7 mm와 지하변전소로 향하는 측벽변위 약 36.3 mm와 비교할 때, 암주와 접하지 않은 지하발전소 측벽에서의 변위는 약 49.94 mm, 지하변전소 측벽변위는 약 34.2 mm로 암주에서의 변위가 더 크다. 지하공

동의 하반에서 약간 응기되는 변위를 확인하였다. 암주와 인접하지 않은 지하공동 측벽에서 절리면 최대 전단 변위는 약 35 mm로 지하변전소 상부에서 발생하였다. 이 값은 암주에서의 최대 전단변위 약 59 mm보다 작은 변위이다. 지하공동의 아치에서 절리의 전단변위가 거의 발생하지 않았다. 이는 지하공동의 아치가 초기응력 조건에 대응한 곡선을 이루고 있어 굴착에 따라 재분포되는 응력이 압축상태가 되었기 때문이다. 그리고 지하공동 아치부의 변위를 보면 지하발전소와 지하변전소에서 각각 48.7 mm 및 43.8 mm정도가 발생하고 있다.

지하공동에서의 변위와 절리의 전단변위 및 절리 틈의 팽창은 각각 Fig. 7~9와 같다.

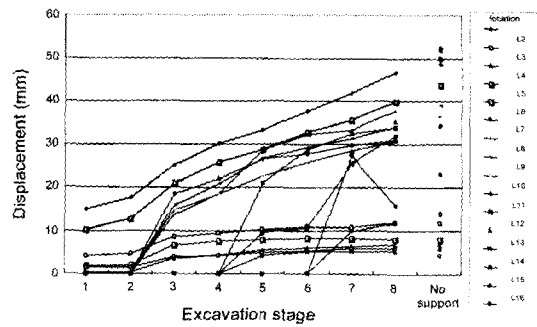


Fig. 7. Displacement of some locations of the caverns.

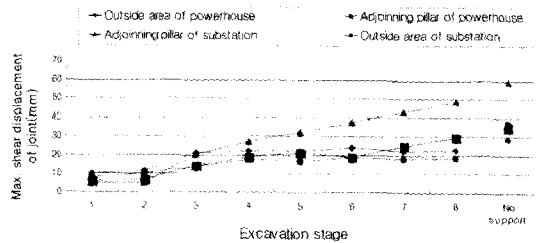


Fig. 8. Maximum shear displacement of joint plane.

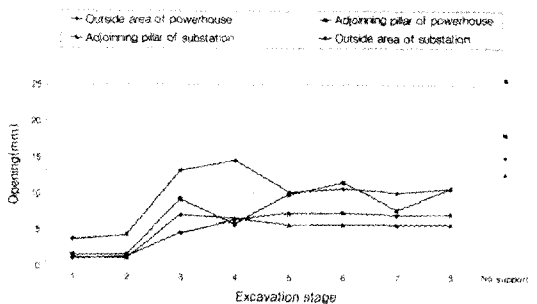


Fig. 9. Expansion of maximum joint opening.

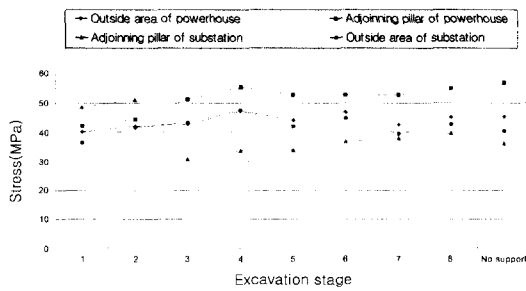


Fig. 10. Maximum principal stress.

5.1.2 응력분포의 고찰

암주 내에서 주응력의 방향은 초기응력과 절리면의 방향에 따라 약간 경사져 있다. 암주 내 최소 주응력이 암주에 봉합처럼 작용하여 암주의 지지력을 보존하는데 기여하고 있으므로 암주의 폭 약 36 m는 암주와 지하공동의 안정성 유지에 적절한 것으로 평가되었다. 그러나 암주 내 지하발전소 측벽에서 서로 다른 경사의 절리가 교차하고 절리의 전단변위에 의해 암주로부터 유리된 암괴에서 낮은 응력이 나타났다. 따라서 암주의 폭이 줄어드는 결과가 되어 암주의 지지력이 감소하게 된다. 이와 같은 현상이 암주 내 지하발전소 공동의 측벽에서도 발생하고 있다. 따라서 암주의 지지력을 보존하기 위하여 암주에 봉합을 가할 수 있는 록볼트와 같은 보강이 필요하다. 이 록볼트는 절리의 전단변위에 의해 암주에서 유리된 암괴를 지지하는 작용도 하게 된다. 지하발전소측 암주에서 유리된 암괴의 폭을 고려할 때 지하발전소 공동의 측벽에서 약 10 m 깊이까지 보강이 필요한 것으로 판단된다. 무보강 상태와 굴착 단계별 최대 주응력의 예를 도시하면 Fig. 10과 같다.

5.1.3 이완영역 고찰

이완영역은 암석이 파괴되어 소성이 된 부분뿐만 아니라 암반 내 절리가 과도한 전단변위를 일으킨 부분과 절리틈이 팽창된 것을 의미한다. 암석의 강도에 비하여 초기응력의 크기가 작기 때문에 암석의 압축파괴는 발생하지 않았고 국부적으로 약간의 인장파괴가 나타났다. 암반 내 절리에서 전단변위가 발생한 부분과 절리의 틈이 팽창된 부분을 고려하면 암주 내 이완깊이는 약 10 m로 나타난다. 암주와 인접하지 않은 지하발전소 측벽에서의 이완깊이는 약 8 m이고, 지하발전소 측벽에서는 약 7 m이다.

5.2. 단계별 굴착과 보강 해석

지하공동을 보강하지 않은 상태의 해석 결과 중 이완

심도와 변위분포 및 응력의 분포 양상을 고려하여 록볼트의 길이를 결정하였고 지하공동의 높이가 높기 때문에 굴착보강단계를 여러 단계로 나누어서 안정성 해석을 수행하였다. 굴착 보강은 8단계로 나누어 1단계 아치 굴착, 2단계 아치 보강, 3단계 벤치 1 굴착, 4단계 벤치 1 보강, 5단계 벤치 2 굴착, 6단계 벤치 2 보강, 7단계 벤치 3 굴착, 8단계 벤치 3 보강순서로 하였다. 지하발전소는 공동의 높이가 낮기 때문에 6단계에서 시공이 종료된다. 록볼트의 길이는 지하발전소의 아치에서 지하공동의 중간 높이까지는 10 m, 그 하부에서는 5 m로 결정하였다. 절리의 간격 약 4-5 m에 약 2개의 록볼트가 보강되도록 록볼트 간격을 약 2 m로 결정하였다. 또한 굴착면을 보호하고 굴착면의 요철에 의한 응력의 집중을 막기 위하여 슛크리트로 보강하되, 그 두께는 약 15 cm로 결정하였다.

5.2.1 변위분포의 고찰

단계별로 굴착함에 따라 암주 내 절리의 전단변위는 증가하고 있다. 지하발전소의 벤치 1 측벽에서 약 49 mm의 전단변위를 발생한 반면에 지하발전소 측벽과 교차한 절리에서는 전단변위가 약 20 mm이었다.

그러나 보강을 하지 않은 경우 지하발전소 측벽 암주에 있는 절리의 최대 전단변위 약 59 mm와 비교할 때 약 10 mm 줄어들었다. 무보강의 지하발전소 측벽 암주의 절리에서 발생한 최대 전단변위는 약 30 mm보다 약 10 mm가 줄었다. 이는 단계별 굴착 후 록볼트와 슛크리트로 인한 보강효과로 절리의 전단 변위가 구속되고 있는 현상이다.

보강 후 암주와 인접하지 않은 지하공동 주변의 암반 내 절리에서 발생한 최대 전단변위는 약 30 mm로 무보강 상태보다 약 5 mm 감소하였다.

굴착보강이 진행됨에 따라 절리 틈의 팽창 값이 약간 변하였다. 단계별 굴착과 보강이 끝난 후 절리 틈의 최대 팽창은 약 11 mm로 무보강 상태 암주에서 발생한 절리 틈의 팽창 약 18 mm와 비교할 때 약 7 mm가 감소하였다. 단계별 굴착 보강 후 암주와 인접하지 않은 지하공동 주변에서 절리 틈이 팽창된 최대값은 약 12 mm로 무보강 상태에서 발생한 최대 절리틈의 팽창 약 26 mm 보다 약 14 mm가 줄고 있다. Fig. 7-9는 무보강 상태와 비교한 변위상태를 요약한 것이다.

5.2.2 응력분포 고찰

단계별 굴착과 보강이 진행됨에 따라 지하발전소와 인접한 암주에서 최대 주응력은 약 45.14 MPa로 변하고 있고 지하발전소 인접 암주에서는 최대 주응력이 약 39.55 MPa로 변하고 있었다. 무보강한 상태에서 지하발

전소 인접 암주에서 최대 주응력은 약 45.27 MPa, 지하 변전소 인접 암주에서 최대 주응력은 약 35.96 MPa이었다. 또 암주 내에서의 최소 주응력은 지하발전소와 인접한 곳에서 단계별로 굴착과 보강이 진행됨에 따라서 14.78 MPa로 변하였고 지하변전소 인접 암주에서는 약 13.97 MPa로 변하였다. 보강을 하지 않고 해석한 경우 지하발전소 인접 암주에서 약 12.07 MPa, 지하변전소 인접 암주에서 약 13.40 MPa가 발생하였다.

암주와 인접하지 않은 지하공동 주변의 암반에서 최대 주응력의 변화는 지하발전소의 굴착과 보강 후 약 42.61 MPa이었다. 마찬가지로 암주와 인접하지 않은 지하변전소 굴착과 보강이 진행되면서 최대 주응력은 약 55.18 MPa로 변하였다. 굴착과 보강이 진행됨에 따라 최소 주응력은 암주와 인접하지 않은 지하발전소와 지하변전소 주변 암반에서 각각 약 13.0 MPa로, 약 14.55 MPa로 변하였다. 무보강 상태에서 각각의 값은 약 12.97 MPa, 약 14.55 MPa이었다.

5.2.3 이완영역

암반 내 절리에서 전단변위가 약 40 mm 이상 발생한 부분과 절리의 틈이 팽창된 부분을 이완영역으로 가정하였다. 보강 후 암주 내에서의 이완깊이는 약 8 m로 나타났다. 지하발전소 측벽 암주와 지하변전소 측벽 암주의 상부에 이완된 암괴를 보강함에 따라 무보강 일 때 발생한 절리의 전단변위 약 40 mm가 보강 후 약 10 mm로 줄었다. 암주와 인접하지 않은 지하발전소와 지하변전소 측벽에서의 절리 전단변위는 무보강 상태에서 약 35 mm로 이완상태에 가까웠으나 보강 후 약 25 mm로 줄어들어 지하공동의 안정성이 향상되었다.

5.2.4 록볼트 축력

록볼트는 암반 내 절리에서 전단변위와 절리 틈의 팽창이 있는 경우 변위를 억제함으로써 암주와 지하공동의 역학적 안정성을 높이는 작용을 한다. 암주 내의 절리 중 전단변위가 크게 발생하는 곳에서 록볼트의 축력도 크게 발생하고 있다. 지하변전소 측벽의 암주 내 절리에서 전단 변위가 큰 관계로 이 절리를 관통하는 록볼트 부분에 축력이 최대로 작용하고 있다. 최대의 록볼트 축력은 약 8.85톤이다. 암주와 인접하지 않은 지하발전소와 지하변전소 주변 암반에서도 절리의 변위가 큰 곳에서 록볼트의 축력이 크게 발생하고 있다. 또 지하공동의 아치에 보강한 록볼트는 절리의 전단변위가 작은 관계로 록볼트 축력도 작게 발생하고 있다. 록볼트의 축력변화는 Fig. 11과 같다.

5.2.5 슛크리트 응력

지하발전소와 지하변전소의 아치에 보강한 슛크리트

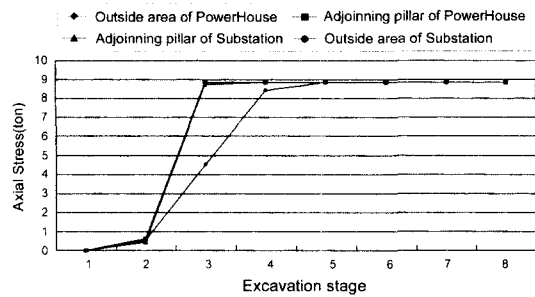


Fig. 11. Rock bolt axial force.

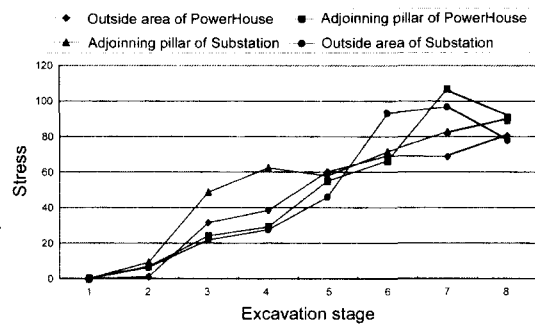


Fig. 12. Maximum shotcrete stress.

트는 보강효과가 양호하여 약 8.83 MPa의 내외의 응력 분포를 보인다. 지하공동 측벽에 보강한 슛크리트는 굴착에 따른 암반 내 응력분포의 변화 때문에 7.60-8.93 MPa의 응력이 발생하고 있는데 슛크리트 응력의 변화를 요약하면 Fig. 12와 같다.

6. 결 론

지금까지 건설된 청평, 삼랑진, 무주 및 산청의 양수 발전소와는 달리 양양 양수발전소는 지하발전소 공동(너비×높이×길이:20×42.8×120 m)과 지하변전소공동(19×32.4×119 m)가 있고 그 사이에 공동의 안정성 확보를 위하여 너비가 약 36 m 되는 암주를 남겨두게 된다. 이와 같은 대규모 지하공동을 굴착하고, 이를 반영구적으로 유지하기 위해서는 지하발전소 공동주위 암반에 대한 응력 해석을 통하여 암주 내의 응력분포와 그에 따른 보강설계 및 보강효과를 검토하여야 한다.

따라서 본 연구에서는 암반 내 초기응력의 크기와 그 작용방향을 측정하였으며, 암석의 역학적 특성을 종합하고 수치해석을 실시하여 암주의 안정성을 평가하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 지표지질조사에 의하면 우세한 절리의 방향은

N77°W와 N20°W이고 경사는 거의 90도이다. 초기응력 측정시 얻은 대구경 시추코어를 이용하여 측정된 Barton의 자연 절리면 거칠계수에 대한 평균은 약 10.9이었다.

2. 굴착과 보강을 단계별로 진행할 때 지하발전소 공동과 지하변전소 공동 사이의 암주에서 발생한 최대 수평변위는 약 35 mm이고, 절리에서의 최대 전단변위는 약 48.6 mm이었다. 보강을 하지 않은 경우 암주에서의 최대 수평변위는 약 52.8 mm이고 절리에서의 전단변위는 약 59.4 mm였다. 따라서 록볼트와 슛크리트에 의하여 약 18 mm의 변위를 줄일 수 있었고 절리의 전단변위도 약 10 mm를 줄이는 보강효과를 확인하였다.

3. 굴착과 보강을 단계별로 진행할 때 암주에서 응력의 집중에 의한 소성파괴는 발생하지 않았으나 절리에서의 전단변위와 절리 틈의 팽창에 의한 이완심도는 약 8 m로 나타났다. 또 이완영역이 두개의 지하공동 사이에서 서로 연결되지 않고 암주는 안정상태로 평가되었다. 지하공동을 보강하지 않은 경우에 이완심도는 약 10 m이고 췌기모양의 암괴가 붕락 될 수 있는 현상과 비교할 때 보강의 효과를 확인하였다.

4. 굴착과 보강을 단계별로 진행할 때 암주에 분포되는 최대주응력이 약 45.1 MPa, 최소 주응력이 약 14.0 MPa로 봉압을 받는 상태였다. 암주에서의 이완심도와 봉압을 받는 암주 내 응력분포를 감안할 때, 암주 양쪽에 있는 두개의 대규모 지하공동은 폭 약 36 m의 암주에 의해 안정상태로 지지될 수 있을 것이다.

5. 굴착과 보강을 단계별로 진행할 때 절리에서의 변위는 록볼트에 의하여 줄일 수 있었고, 그 결과 록볼트와 절리를 관통하는 곳에서 록볼트의 최대 축력이 약 8.85톤이 발생하는 양호한 보강효과를 확인하였다. 이에 따라 암주의 역학적 안정성도 무보강한 경우와 비교할 때 향상된 것을 확인할 수 있다.

참고문헌

1. Barton, N & Bandis, S. C., 1982, Effects of block size on the shear behavior of jointed rock, Proc. 23rd U. S. Symp. on Rock Mech., Berkeley, Ca., 739-760.
2. Barton, N & Choubey, V., 1977, The shear strength of rock joints in theory and practice, Rock Mechanics, 10, 1/2, 1-54.
3. 김영근, 1993, 서울대학교 박사학위논문, 절리특성이 인공절리를 포함한 불연속 암반의 변형거동에 미치는 영향 연구.
4. 김태혁, 이상돈, 이정인, 1994, 직접전단시험을 통한 암석 절리의 변형거동 및 미소파괴음 발생에 관한 연구, 터널과 지하공간, 4(3), 274-286.
5. 이상돈, 강준호, 이정인, 1994, 절리면의 거칠기에 따른 암석 절리의 전단강도 및 변형 거동에 관한 연구, 터널과 지하공간, 4(3), 261-273.
6. 이상돈, 1996, 절리형상의 정량적 측정을 통한 각종 거칠기 파라미터의 비교분석 및 전단거동 해석, 서울대학교 박사학위논문
7. Priest, S. D., 1993, Discontinuity analysis for rock engineering, Chapman & Hall
8. Makurat, A., Barton, N., Vik, G., Chryssanthakis, P., Monsen, K., 1990, Jointed rock mass modeling, Rock Joints(Barton & Stephansson eds), 647-656.
9. 이연규, 1994, 서울대학교 박사학위논문, 록볼트 보강한 절리암반의 점소성 거동에 관한 수치해석 모델 개발.
10. 장현익, 1996, 서울대학교 석사학위 논문, 통계적 접근법에 의한 불연속 암반의 지하수 유동해석.
11. 임한욱, 이정인, 1991, 심도에 따른 암반내 초기응력의 변화와 그 경향성; 터널과 지하공간, 1(1), 91-101.
12. Cundall, P. A., 1988, Formulation of a three dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contact in a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25.3, 107-116.
13. Maini, T., Cundall, P. A., Marti J., Beresford P., Last N., Asgian M., 1978, Computer modelling of jointed rock masses. Tech. Report N-78-4, US army waterways experiment station, Vicksburg, Miss.
14. Hart, R., Cundall, P. A. and Lemos J. 1988, Formulation of a three-dimensional distinct element model-Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 25.3, 117-125.
15. Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R., 1981, Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18, 1-18.

1. Barton, N & Bandis, S. C., 1982, Effects of block size on the shear behavior of jointed rock, Proc. 23

강 추 원



1973년 조선대학교 공과대학 자원공학과
공학사
1981년 조선대학교 대학원 자원공학과 공
학석사
1999년 강원대학교 대학원 자원공학과 공
학박사
Tel : 062-230-7117
E-mail : cwkang@mail.chosun.ac.kr
현재 조선대학교 공과대학 자원공학과
교수

임 한 옥



1966년 서울대학교 자원공학과 공학사
1980년 서울대학교 대학원 자원공학과 공
학석사
1985년 서울대학교 대학원 자원공학과 공
학박사
1996-1998년 강원대 공과대학원장 겸
산업대학원장
Tel : 033-250-6253
E-mail : hulim@cc.kangwon.ac.kr
현재 강원대학교 지구환경시스템공학과
교수

김 치 환



1983년 서울대학교 공과대학 자원공학과
공학사
1985년 서울대학교 대학원 자원공학과 공
학석사
1990년 서울대학교 대학원 자원공학과 공
학박사
Tel : 063-290-1468
E-mail : kimchee@hanimail.com
현재 우석대학교 토목공학과 조교수