

## OO양수발전소 초기지압측정 및 굴착거동해석

김대영, 이홍성 (현대건설(주)기술연구소 토목기술부)  
김학현, 양문호 (한국남동발전(주) 예천양수건설처)

### 1. 서 론

우리나라의 지반은 비교적 견고한 화강암과 화강편마암 등의 편마암복합체가 주종을 이루고 있어 지하공간의 개발에 최적의 조건을 갖추고 있는 것이 특징이다. 이러한 점을 최대한 활용하여 지하유류비축기지, 지하양수발전소, 지하농수산물 저장고 등과 같은 지하공간의 개발이 활발하게 이루어지고 있다. 특히 화력발전소나 원자력발전소의 잉여전력을 이용하여 하부저수지의 물을 상부저수지로 다시 양수하여 전력수요가 많은 시간대에 저장된 물을 하부저수지로 낙하시켜 발전하는 양수발전소의 경우, 최근까지도 지하공간을 활용하여 계속적으로 건설되고 있다.

이러한 지하양수발전소를 건설할 때, 설계단계에서 암석과 암반의 공학적 특성 및 대상지역의 지압상태 등을 명확히 파악하는 것이 구조물의 효율적이고 안전한 설계 시공 및 유지를 위해서 매우 중요하다. 따라서 이러한 시험 조사는 설계단계에서부터 체계적인 계획 하에 이루어지고 있다.

경북 OO양수지하발전소는 지표로부터 심도가 약 320~375m 되는 지하 암반 내에 대규모 공동을 굴착하여 시공되고 있으며, 전술한 바와 같이 이들 구조물의 안정성 검토를 위한 공동주변 암반의 역학적 검토가 요구되었다. 이를 위해서 굴착 예정지 암반에 대한 초기응력측정과 공내재하시험, 그리고 암석의 실내물성실험을 실시하여 설계에 필요한 기초자료를 획득하였고, 이를 바탕으로 수치해석을 실시하여 지하공동 안정성 분석 및 보강방안을 검토하였다.

### 2. 현장개요

#### 2.1 공사 개요

경북 북부지역의 안정적 전기공급을 위해 계획, 추진된 본 지하양수발전소 현장은 경북 OO군에 위치하고 있으며, 심도 약 320~375m에 시공되는 26(폭) × 55(높이) × 129m(길이) 규모의 지하발전소(N46W 방향)와 직경 4.1~7.3m, 길이 3.6km의 발전수로터널 및 기타 터널 2.4km로 구성되어 있다(그림 1 참조). 발전설비규모는 400MW 2기로 총 800MW이고, 펌프 및 발전기는 각 2대 씩 으로 유효낙차는 약 450m, 연간발전량은 15억 3,300만kW에 이른다.

## 2.2 지질

본 현장구간은 전체적으로 북서부의 동-서 방향 능선을 제외하고는 EL. 644m 범위의 고도를 갖는 완만한 구릉상의 지형을 보이고 있으며, 고저차는 평균 200m 내외이고 산사면은 비교적 완만하게 발달하고 있다. 상부저수지는 해발 800m 내외의 산능 사이에 분지 형태로 분포하고 있으며, 하부저수지는 남북방향으로 분포하고 있다.

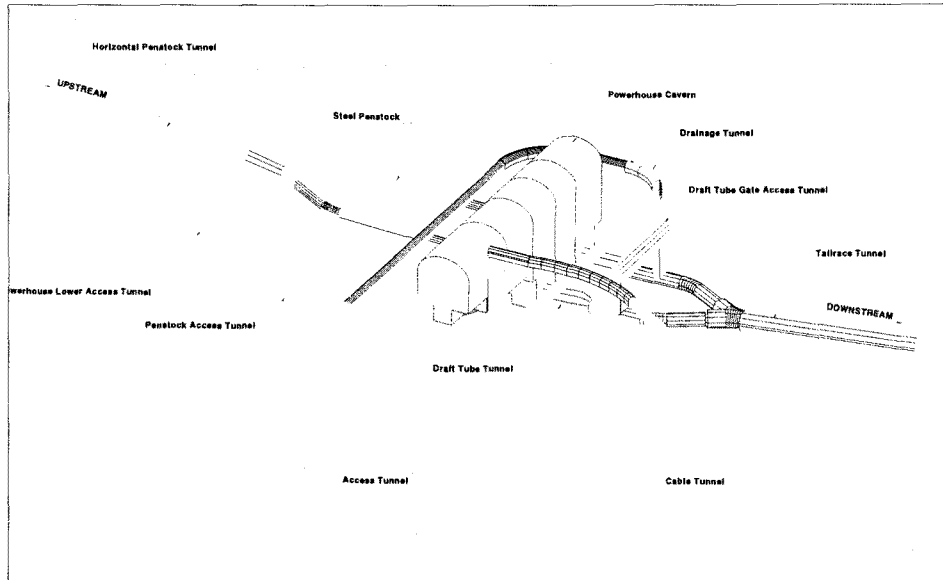


그림 1. 지하발전소 입체도

본 지역의 지질은 선캠브리아기의 변성암류가 기저부에 분포하며, 이를 부정합으로 피복하는 캠프로-오르도비스기의 퇴적암류, 불국사 조산 운동시 상기의 지층들을 관입한 흑운모 화강암 및 이들을 부정합으로 피복하는 제 4기층으로 구성되어 있다. 이 중 변성암류가 약 60%를 전하여 가장 많고 퇴적암류는 소지역에 제한되며 이 지역 일대의 변성암류는 선캠브리아기의 퇴적기원의 변성암으로서 조립질 대상 화강암질 편마암, 각섬석 화강암질 편마암, 반정 화강암질 편마암 등과 캠프로-오르도비스기의 규암, 운모편암류, 변질 셰일 등이며 편마암류는 동남부 일대에 광범위하게 분포한다. 본 역에는 대규모의 단층이나 습곡구조 등은 발달하지 않으며 유역 내에 발달한 지질구조는 대부분 소규모의 단층, 단층과 관련된 shear zone이나 파쇄대, 절리 등으로서 이들은 일부 구간에서만 부분적인 이완을 보일뿐 대부분 잘 밀착되어 있다. 그러나 절리들은 대체로 연장성이 길고 발달빈도가 높은 절리들은 대부분 단층경면(slickenside)화 되어 있으며, 상부지 인근에는 수 m 폭을 가진 압쇄대가 발달되기도 한다.

## 3. 공경변형법을 이용한 현지암반응력 측정 및 결과

지하 암반구조물의 설계 및 시공에 있어 공동 굴착에 따른 응력의 재분포 및 굴착거동을 파악하고 적정 지보재를 설계하기 위해서는 여러 입력자료 중에서도 초기응력의 측정이 중요하다. 또한 지하공동의 설계과정에 있어 공동의 배열 및 그 역학적 안정성을 경험적으로나 또는 정성적으로 검토할 때에도 굴착 예정위치에 작용하고 있는 초기응력의 크기와 그 작용방향이 중요한 요소가 되며, 이에

대한 측정은 가장 먼저 수행되어야 한다. 초기응력상태는 위치에 따라 변하기 때문에 대상암반의 응력에 대한 실측이 이루어져야 하며, 이를 측정하는 방법으로는 응력 보상법, 응력해방법 그리고 수압파쇄법(hydro fracturing method)이 있다. 본 연구에서는 응력해방법 중의 공경변형법에 해당하는 USBM(US Bureau of Mine) Type Deformation Gauge를 사용하여 초기지압을 측정하였다.

### 3.1 공경변형법의 원리

본 연구에서 이용한 방법은 공경변형법의 일종이며, 공경의 변화를 효율적으로 측정할 수 있도록 미국 광무국(USBM)에서 개량한 3방향 공경변형계(three diametral borehole deformation gage)를 이용하였다. 이 방법은 탄성이론에 의해 측정치의 처리가 용이하고 정확도가 높으며, 평균암반 응력성분 ( $s_x, s_y, s_z, t_{xy}, t_{yz}, t_{zx}$ )의 크기와 그 작용방향이 정량적으로 구해지기 때문에 공동의 형태나 배열법에 상관없이 어떤 경우에도 쉽게 응용할 수 있다.

공경변형법을 이용한 초기응력측정은 다음과 같다. 그림 2와 같이 먼저 공경변형 게이지(Borehole Deformation Gauge)를 삽입하는 EX공(38mm)을 천공하여 일정 압력을 받고 있는 상태에서 공경의 변형을 측정한다 다음 그 주변 외부로 오버코어링(Overcoring)을 실시하여 무응력 상태로 응력을 개방시키면서 공경의 변형량을 구하여 이를 응력으로 환산한다. 또한, 3차원 응력 해석을 위해서 비평행 공인 세 공에서 측정을 한다.

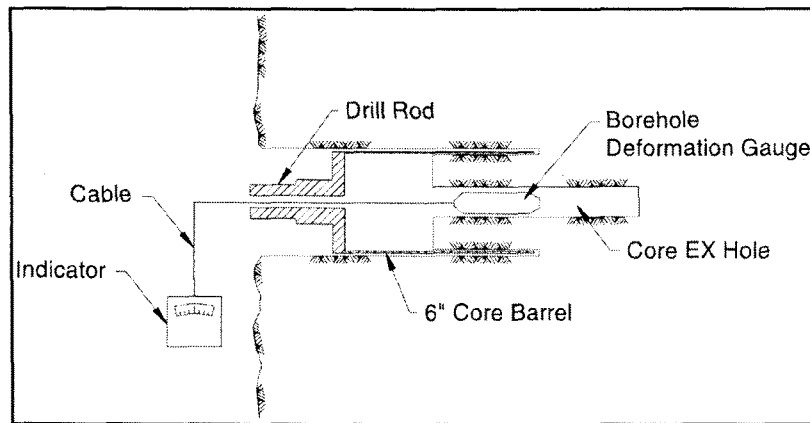


그림 2. 공경변형법에 의한 초기응력 측정 모식도

암반을  $s_{x_0}, s_{y_0}, s_{z_0}, t_{y_0z_0}, t_{x_0z_0}$ , 그리고  $t_{x_0y_0}$ 의 성분을 가진 3차원응력장이라고 가정한다면 이 성분들은 측정공의 x, y, z축 상에 무한하게 작용하고 있게 된다. 여기서  $[s_0]$ 는 다음과 같은 응력매트릭스이다.

$$[s_0]^t = [s_{x_0}, s_{y_0}, s_{z_0}, t_{y_0z_0}, t_{x_0z_0}, t_{x_0y_0}] \quad \text{식 (3.1)}$$

x, y, z 임의좌표계에서 축의 위치가 변형된 X, Y, Z 공통좌표계(그림 3(a))에서 현지반 응력장의 성분은  $s_{X_0}, s_{Y_0}, s_{Z_0}, t_{Y_0Z_0}, t_{X_0Z_0}$ , 그리고  $t_{X_0Y_0}$ 이며, 응력매트릭스  $[s_0]_{XYZ}$ 과  $[s_0]$ 의 관계는 다음 식 (3.2)와 같다.

$$[s_0] = [T_s][s_0]_{XYZ} \quad \text{식 (3.2)}$$

여기에서,  $[T_s]$ 는 (6x6) 식 (3.3)으로 정의된 응력변환매트릭스이다. 이 매트릭스의 성분은 공통좌표계의 X, Y, Z축에 대응하는 임의좌표계의 x, y, z축의 방향여현(direction cosine)에 의해 결정된다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} l_x^2 & m_x^2 & n_x^2 & 2m_x n_x & 2n_x l_x & 2l_x m_x \\ l_y^2 & m_y^2 & n_y^2 & 2m_y n_y & 2n_y l_y & 2l_y m_y \\ l_z^2 & m_z^2 & n_z^2 & 2m_z n_z & 2n_z l_z & 2l_z m_z \\ l_y l_z & m_y m_z & n_y n_z & m_y n_z + m_z n_y & n_y l_z + n_z l_y & l_y m_z + l_z m_y \\ l_z l_x & m_z m_x & n_z n_x & m_y n_z + m_z n_y & n_x l_z + n_z l_x & l_x m_z + l_z m_x \\ l_x l_y & m_x m_y & n_x n_y & m_x n_y + m_y n_x & n_x l_y + n_y l_x & l_x m_y + l_y m_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \quad \text{식 (3.3)}$$

예를 들어, 그림 3.3(b)에 표시된 측정공의 방향이 각  $b_h$ 와  $d_h$ 로 정의될 때, x, y, z축의 방향여현은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} l_x &= \sin\beta_h & m_x &= 0 & n_x &= -\cos\beta_h \\ l_y &= -\sin\delta_h \cos\beta_h & m_y &= \cos\delta_h & n_y &= -\sin\delta_h \sin\beta_h \\ l_z &= -\cos\delta_h \cos\beta_h & m_z &= \sin\delta_h & n_z &= -\cos\delta_h \sin\beta_h \end{aligned} \quad \text{식 (3.4)}$$

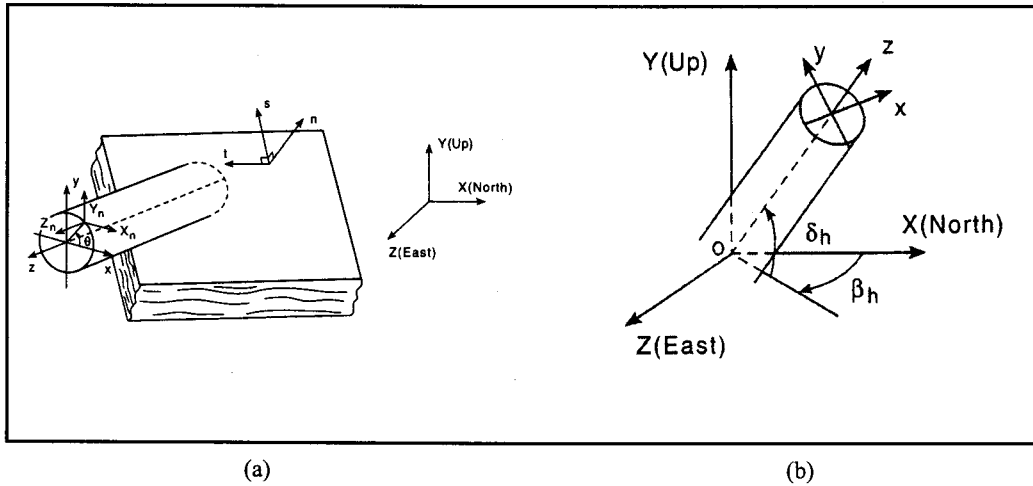


그림 3. (a) 대상지반 (b) 시추공 방향

x축에서 각  $\theta$ 에 위치한 시추공의 직경변형은 식 (3.5)로 나타낸다.

$$\frac{U_d}{2a} = f_1 \sigma_{x_0} + f_2 \sigma_{y_0} + f_3 \sigma_{z_0} + f_4 \tau_{yzo} + f_5 \tau_{xzo} + f_6 \tau_{xyo} \quad \text{식 (3.5)}$$

$$\begin{aligned} \text{여기에서,} \quad f_1 &= f_{1h} + f_{1o} \\ &\vdots \\ f_6 &= f_{6h} + f_{6o} \end{aligned}$$

식 (3.5)는 일반적인 비등방성 암반에서 시추공의 직경방향 변형은 총 6개의 초기응력성분에 의해

좌우된다는 것을 보여주고 있다. 여기에서 z축에 수직인 탄성대칭 평면인 경우에는  $f_{4h} = f_{5h} = f_{4o} = f_{5o} = 0$ 이 되기 때문에  $f_4$ 와  $f_5$ 는 사라지게 되어 식 (3.5)는 다음 식 (3.6)으로 바뀐다.

$$\frac{U_d}{2a} = f_1\sigma_{x_0} + f_2\sigma_{y_0} + f_3\sigma_{z_0} + f_6\tau_{xy_0} \quad \text{식 (3.6)}$$

또한 시추공 내의 x,y,z 축이 탄성대칭 평면에 수직이고, 암반이 탄성계수 E와 포아송비 n를 가진 등방성 물질이라면  $f_1, f_2, f_3$ , 그리고  $f_6$ 은 식(7)과 같게 된다.

일반적으로 식 (3.6)은 시추공 직경의 변형은 현지반응력 6개 성분의 선형합수임을 나타내므로, 이러한 성분을 결정하기 위해서는 6개의 다른 직경측정 결과로부터 얻은 6개의 독립방정식을 갖는 체계를 세워야 한다. 그러나 그러한 측정은 계산된 응력값의 정밀도와 관련된 정보를 주지 않기 때문에 이러한 결과의 정밀도를 높이기 위해서는 추가 측정이 필요하며 6개 성분에 대하여 최소자승법이 수행되어야 한다(Gray와 Toews, 1968, 1975, Panek, 1966).

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{E} (2\cos 2\theta (\nu^2 - 1) - 1) \\ f_2 &= \frac{1}{E} (2\cos 2\theta (1 - \nu^2) - 1) \\ f_3 &= \frac{\nu}{E} \\ f_6 &= \frac{4}{E} (\sin 2\theta (\nu^2 - 1)) \end{aligned} \quad \text{식 (3.7)}$$

하나의 시추공 내에서 최대 세 개의 직경변형량이 측정되어야 하므로 두 개의 평행하지 않는 시추공을 사용하여 현지반응력장의 6개 성분을 결정한다(Panek, 1966, Leeman, 1967).  $U_{d1}, U_{d2}, U_{d3}$ 를 1번 시추공에서 측정한 직경변형값이라 하고,  $U_{d4}, U_{d5}, U_{d6}$ 를 2번 시추공에서 측정한 측정값이라 하자. 두 개의 시추공은 평행하지 않기 때문에, 1번 시추공과 2번 시추공의 x, y, z축은 다르게 된다. 그러므로 X, Y, Z 공통좌표계에서의 응력장 6개 성분을 6개 직경변형량과 연계시켜야 하며 이는 다음 식과 같다.

$$[UD] = [T][s_0]_{xyz} \quad \text{식 (3.8)}$$

여기에서 [UD]는 6개의 직경변형량,  $U_{di}(i=1\sim 6)$ 을 포함하는 (6x1) 매트릭스이다. [T]는 (6x6) 매트릭스이며 식 (3.7)에 나온 계수  $f_i(i=1\sim 6)$ 와 시추공 1번과 2번의 방향각  $b_h$ 와  $d_h$ 에 의해 결정된다. 암반이 등방성이라면 응력 성분과 직경변형을 연계시키는 6개의 방정식은 의존적이며 식 (3.8)의 매트릭스 [T]는 독립적이 된다. 그러므로, 완전한 응력상태를 결정하기 위해서 평행하지 않는 세 번째 시추공이 항상 필요하게 되며, 이 경우 9개의 직경변형량,  $U_{di}(i=1\sim 9)$ 이 생긴다. 식 (3.2)에서 매트릭스 [UD]는 (9x1) 매트릭스가 되며, 매트릭스 [T]는 (9x6) 매트릭스가 된다. 9개의 방정식과 6개의 미지수로 구성된 체계는 다차선형 회귀분석을 사용하여  $[s_0]_{xyz}$  매트릭스의 성분을 구한다. Draper와 Smith(1966)에 의해 발표되었듯이 회귀분석은 6개의 방정식과 6개의 미지수로 구성된 다음과 같은 체계를 나타낸다.

$$[T]^T [T] [\sigma_o]_{xyz} = [T]^T [UD] \quad \text{식 (3.9)}$$

### 3.2 초기응력 측정

본 시험에서 응력측정 장소는 모선 터널을 통해 지하발전소에 접근하여 발전소 내에 선정하였다. 즉, 발전소 건설 예정지에 너비 약 5.5m의 시험터널을 굴진하고 그 우측벽(측정공 1,2,3)과 좌측벽(측정공 4,5,6,7)에 총 7개의 측정점을 선정하였으며(그림 4 참조), 공 당 3~5회씩 총 30회의 초기응력측정 시험을 수행하였다.

표 1. 측정공의 세부 위치 및 현황

측정공 번호	1	2	3	4	5	6	7
측정공 길이 (m)	16	11.2	14.6	14.4	15	15	10.1
경사각(°)	1	7	3.5	7	4	3.5	7
방위각(°)	39	90	53	219	228	231	258

또한 공경변형량 측정은 터널굴착으로 인한 이완범위를 고려하여 터널 벽면으로부터 터널 폭 약 2배에 해당하는 10m 구간에서는 수행하지 않았고 그 이상의 깊이(10~15m)에서 변형량을 구함으로써 초기응력상태를 정확히 조사하였다. 표 1은 각 측정공의 천공깊이, 방위각 및 경사각 등을 보여주고 있다. 또한 BH-1,2(수직공)와 BH-3,4(수평공)의 NX공을 천공하여 총 13회의 공내재하시험을 실시하였다.

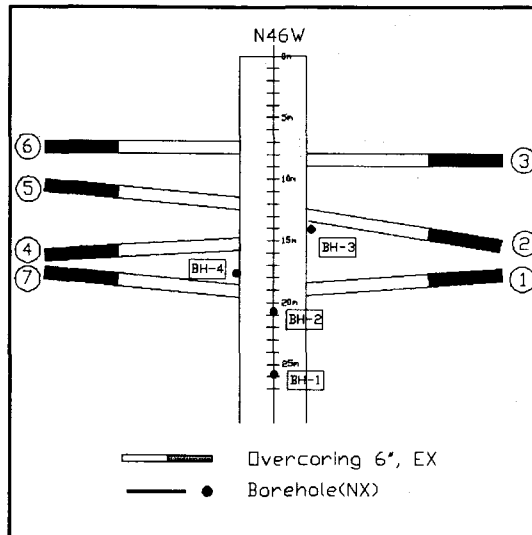


그림 4. 측정공 배치도

그림 5는 측정결과의 대표적인 예를, 그림 6은 시험장면을 보여주고 있다.

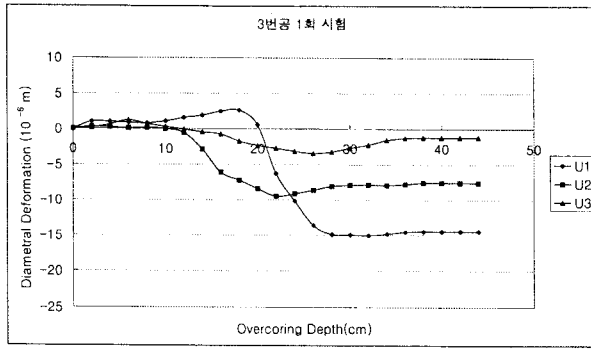


그림 5. 오버코어링 공경변형을 측정결과와 예

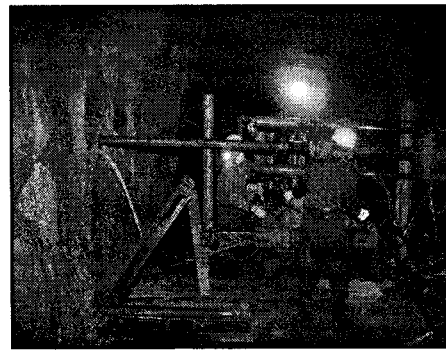


그림 6. 오버코어링 시험장면

### 3.3 초기응력 계산

공경의 변형량, 측정공 내에서의 버튼 위치, 측정공의 직경(본 시험에서는 EX 공의 직경, 3.8cm), 포아송비, 세 개의 측정공이 공통좌표계 X, Y, Z축과 이루는 방향여현(direction cosine), 각 측정공의 방위각과 경사각 등을 3차원 응력해석 프로그램에 입력시켜 초기응력을 계산하였다. 이와 같은 방법으로 구한 수직응력의 크기 및 방향은 터널 단면에 대한 수치해석을 위하여 발전소 단축방향(N44E)으로 좌표변환하였으며, 그 결과가 표 2에 나와 있다. 주응력의 작용방향은 약 86°(N86E)로 나타났다.

### 3.4 측정결과 고찰

암반이 역학적으로 탄성체라면 연직응력에 대한 수평응력의 비(k)는 포아송비(n)에 따라 다르지만 일반적으로 1/3~1/2이 된다. 그러나 실제로는 이론과 달라서 국내에서의 측정결과 그 비는 대체로 0.71~3.24 이며, 본 지역의 경우 표 3에서와 같이 각각 1.82 및 1.68로 비교적 작은 값을 보인다.

외국에서의 실측 예를 보면, 조사 대상 120개 지역 중 54%가  $1 \leq k \leq 2$ 이고,  $k > 2$ 는 22%이며,  $k < 1$ 은 24%에 불과하다.

표 2. 발전소 단축방향(N44E)의 터널벽면에 작용하는 응력

응력성분		측 점	우측벽		좌측벽	
			크기	크기	크기	크기
수직응력 성분 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$		-149.45		-144.09	
	$\sigma_x'$			-141.97		-131.54
	$\sigma_y$		-82.29		-85.62	
	$\sigma_y'$			-82.29		-85.62
	$\sigma_z$		-129.74		-113.05	
	$\sigma_z'$			-137.21		-125.60
전단응력 성분 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$		34.59		7.21	
	$\tau_{xy}'$			34.59		-5.01
	$\tau_{yz}$		0.0		1.84	
	$\tau_{yz}'$			-24.03		15.43
	$\tau_{zy}$		-2.04		2.43	
	$\tau_{zy}'$			9.78		8.49
주응력 작용방향(°)			86.87		85.3	

표 3. 연직응력에 대한 수평응력의 비

측 점	심도(m)	평균수평응력(kgf/cm <sup>2</sup> )	연직응력(kgf/cm <sup>2</sup> )	k
우측벽	323	149.45	82.29	1.82
좌측벽	323	144.09	85.62	1.68

주응력의 작용방향은 발전소 장축방향(N46W)과 약 48° 정도의 각으로 교차하고 있다. 응력관점에서 공동의 가장 유리한 방향은 최대주응력과 공동의 장축이 일치하는 방향이지만, 암반 내에 존재하는 불연속면과 응력을 종합적으로 검토할 경우에는 공동의 유리한 방향은 달라질 수 있다. 즉, 응력에 의해 지배되는 공동인지, 불연속면에 의해 지배되는 공동인지에 따라 구조물의 유리한 방향은 변동된다. 그러나 극단적인 경우를 제외하고는 주로 두 가지 영향을 모두 받게 된다. 시험 터널 내에서 발견된 불연속면은 주로 N14E/84NW계와 N75E/67NW계로서 이들 불연속면을 고려할 경우에 지질구조적으로 유리한 방향에 해당된다. 공동 축방향이 최대주응력 방향일 경우 N75E/67NW계의 불연속면과 거의 평행하게 되어 지질구조적으로 불리한 상태에 놓이게 된다.

### 3.4 암석물성 실내시험 결과

터널 내에서 얻은 NX 암석코어에 대해 일정한 간격으로 시료를 선정하여 수행된 실내 물성시험 결과와 현장에서 실시된 공내재하시험 결과가 표 4에 정리되어있다. 실험결과 대상지반의 암반은 경암으로 분류되었다.

표 4. 암석물성 시험결과

시험항목		단위	평균치
단위중량		gf/cm <sup>3</sup>	2.68
공극률		%	67
탄성파 속도	P파	m/sec	4005.8
	S파		2221.9
쇼어경도		-	54.7
일축압축강도		kgf/cm <sup>2</sup>	1280.6
탄성계수		×105 kgf/cm <sup>2</sup>	5.41
포아송비		-	0.20
인장강도		kgf/cm <sup>2</sup>	111.6
삼축압축강도	점착력	kgf/cm <sup>2</sup>	183.0
	내부마찰각	°	63
전단 강도	겉보기 점착력	kgf/cm <sup>2</sup>	1.01
	내부마찰각	°	38
변형계수		kgf/cm <sup>2</sup>	69.3



## 4. 수치해석

### 4.1 입력물성치

암반거동해석에 사용된 프로그램은 Phase 2 ver. 6.0은 Rocscience 社에 의해 개발되었으며, 침투해석 및 사면안정해석 뿐만 아니라 굴착거동 해석을 전문으로 하는 2차원 탄소성해석 프로그램이다.

해석에 사용한 암반의 물성치는 실내시험결과, 공내재하시험결과, 암반분류 결과 및 기존 연구자료와의 비교, 검토한 후 종합하여 표 5와 같이 결정하였다. 해석에 사용된 지보부재의 물성은 표 6과 같으며, 슛크리트의 물성치는 현장에서 시험 배합한 강섬유보강 슛크리트의 28일 압축강도를 사용하였다. 여기서 휨강도는 해석에 사용되지 않는다.

표 5. 해석에 사용한 암반의 역학적 성질

단위중량	E(tf/m <sup>2</sup> )	포아손비(v)	C(tf/m <sup>2</sup> )	φ	Tensile Strength (tf/m <sup>2</sup> )
2.7t/m <sup>3</sup>	2,000,000	0.2	660	40	80

표 6. 지보재 물성치

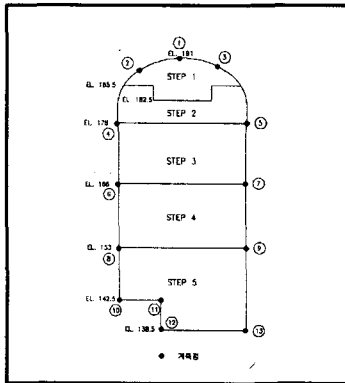
록볼트 (SD35, D25)	E(tf/m <sup>2</sup> )		Tensile Capacity (tf)			
	20,000,000		18			
	설치간격		횡단면방향 : 2m, 공동 장축방향 : 1m			
	록볼트 길이		아치부 : 13m, 측벽부 : 16m, 측벽부 하단 : 13m			
스�크리트	E(tf/m <sup>2</sup> )		압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	휨강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	두께(m)	포아손비 (v)
	Hard	1,500,000	310	62	0.1	0.2
	Soft	500,000	217	-		

초기응력조건은 현지반시험에서 결정된 단축방향 축압계수(K)로 1.82, 장축방향 축압계수(K)로 1.58 값을 사용하여 공동 아치정점에서의 연직응력이 81.41kgf/cm<sup>2</sup> 이며, 같은 점에서의 공동단축방향응력이 148.18kgf/cm<sup>2</sup> 이고 공동장축방향응력은 128.63kgf/cm<sup>2</sup> 이다. 초기응력측정치의 오차를 고려하여 축압계수의 범위를 1.5~2.0까지로 결정하고 1.82와 2.0 두 경우에 대하여 해석을 수행하였으나, 지면 관계상 해석결과는 1.82인 경우에 대하여만 본 논문에 소개하였다.

### 4.2 수치해석 모델링

해석단면은 지하발전소 공동을 중심으로 좌, 우측 경계를 -80m~105m(폭 185m), 상, 하측의 경계를 -79m~128m(높이 207m) 로 결정하여, 횡방향으로는 공동 폭의 7배 이상 연직방향으로는 3.8배 이상으로 해석에 충분한 경계를 유지할 수 있도록 하였다. 경계부의 4개 모서리에서는 변위가 고정되며 좌우측면에서는 횡방향의 변위만 고정되고 상하부 경계면은 연직 방향의 변위가 고정된다. 초기응력은 실측된 결과에 해당하는 값이 동일 심도에 작용할 수 있도록 초기응력비를 입력하여 상단경계면으로부터 지표면까지의 토피하중에 의한 연직응력과 수평응력이 상단경계면에 작용하고 있다.

수치해석은 지하공동 굴착 및 보강의 편의성을 확보하는 차원에서 그림 7과 같은 총 5단계의 굴착 단계별 해석을 실시하였으며, 단계별로 숏크리트와 rockbolt가 설치되는 것으로 묘사하였다.



- Step 1 : EL. 191~182.5 아치부 확대 굴착 및 보강
- Step 2 : EL. 182.5~178 아치부 완전 굴착 및 보강
- Step 3 : EL. 178~166 벤치부 1 굴착 및 보강
- Step 4 : EL. 166~153 벤치부 2 굴착 및 보강
- Step 5 : EL. 153~138.5 벤치부 3 굴착 및 보강

그림 7. 수치해석에 적용된 굴착단계 및 계측점

### 4.3 수치해석 결과

#### 4.3.1 주응력

굴착이 진행될수록 그림 8에 표시된 아치 정점부(①)의 최대주응력은  $1481.8\text{tf/m}^2$ 에서  $3793.1\text{tf/m}^2$ 까지 증가하였으며 최소주응력은  $814.1\text{tf/m}^2$ 에서  $214.1\text{tf/m}^2$ 까지 감소하였다. 측벽부에서는 굴착 전 초기 주응력이 회전하여 최대주응력과 최소주응력의 방향이 변동된다. 측벽에서의 최대주응력은 공동 측벽에 접선방향의 응력이며 우측벽 ⑦의 경우  $58.8\text{tf/m}^2$ 까지 감소하며, 최소주응력은  $0.7\text{tf/m}^2$ 까지 감소하였다. 계측점이 아닌 부분에서 인장응력이 발생하는 부분이 국부적으로 존재하고 인장응력이 가장 크게 발생하는 부분은 좌측벽 ④보다 1m 상부에서 발생하고 그 크기는  $-29.3\text{tf/m}^2$ 이다. 그림 7은 최종 굴착 후의 최대주응력과 최소주응력을 보여주고 있다.

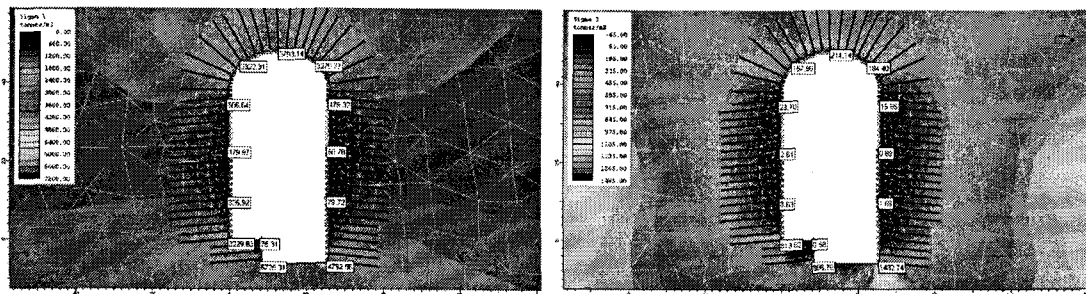


그림 8. 최종굴착 후 최대주응력(좌)과 최소주응력(우)

#### 4.3.2 변위

아치 정점부 및 좌, 우측벽 변위에 대한 결과가 표 7에 간략하게 정리되어 있다. 연직변위의 경우, 초기응력비( $K=1.82$ )와 깊은 심도에 의해 아치 정점부 ①에서의 연직변위는 아치확대 굴착 시  $-5.61\text{mm}$ 에서 벤치-3 굴착 시  $-1.65\text{mm}$ 로, 초기에 하향으로 발생하였던 변위의 방향이 큰 수평응력과 아치형상에 의해 굴착고가 증가됨에 따라 상향으로 바뀌어 최종적으로  $-1.65\text{mm}$  침하하는 것으로

나타났다. 측벽에서의 연직변위는 굴착단계 및 계측점의 위치 관계에 따라 하향의 변위 또는 상향의 변위가 발생하였다.

표 7 굴착단계별 주요 계측점 발생변위(mm)

변 위	계측점	아치확대굴착 Step-1	벤치-1굴착 Step-3	벤치-3굴착 Step-5	비 고
연직변위	아치정점 ①	-5.61	-4.05	-1.65	+ : 우측 - : 좌측
	좌측벽 ⑥	-	1.93	1.76	
	우측벽 ⑦	-	1.88	1.41	
수평변위	아치정점 ①	0	0	0	
	좌측벽 ⑥	-	5.89	33.3	
	우측벽 ⑦	-	-5.94	-34.6	
총변위	아치정점 ①	5.61	4.05	1.67	
	좌측벽 ⑥		6.19	33.4	
	우측벽 ⑦		6.23	34.6	

좌측벽과 우측벽의 경우 굴착고가 높은 우측벽에서의 수평변위가 좌측벽보다 미소하게 크게 발생하였다. 최대 수평변위는 우측벽 ⑥과 ⑨의 중간부에서 35.0mm가 발생하였다.

총변위는 연직방향과 수평방향의 변위벡터의 합력으로서 나타난다(그림 9 참조). 총변위는 아치정점부 ①의 경우 1.67mm로서 연직변위량보다 조금 크게 발생하였으며, 우측벽 ⑦에서 34.6mm로서 수평변위량과 동일한 변위량이 관측되었다.

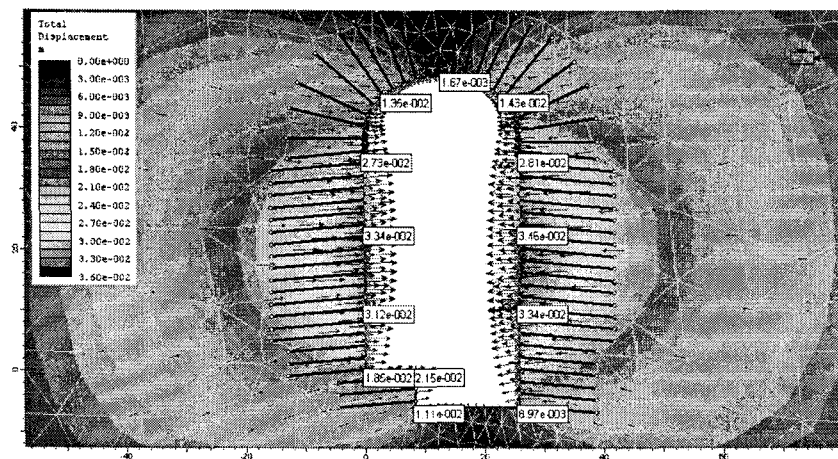


그림 9. 최종굴착 후 총변위

#### 4.3.3 록볼트 축력

표 8은 각 단계별 록볼트에 작용하는 최대/최소 축력을 보여주고 있다. 해석 결과, 일부 압축력을 받는 구간도 나타났다.

표 8. 굴착단계별 록볼트 최대 및 최소 축력

굴착 단계	록볼트 최대축력(tonf)	록볼트 최소축력(tonf)
아치확대굴착 Step-1	2.04	0.7
아치완전굴착 Step-2	2.69	-1.87
벤치-1굴착 Step-3	5.54	-2.73
벤치-2굴착 Step-4	7.23	-0.37
벤치-3굴착 Step-5	10.16	-2.48

축력의 분포는 아치 중앙부에서는 굴착면에 인접한 부분에서 4.3~7tonf 정도이고 볼트 끝부분으로 갈수록 작아지는 경향이 나타나며 약 10m 부근에서 0에 가까워졌다. 13m 부분에서는 압축력이 작용하고 있는 볼트들이 중앙 부근에 존재하며 중앙 가장자리에는 볼트 전반에 걸쳐 축력이 분포하여 13m 지점에서 0이 되는 부분도 있다. 아치 어깨부에서는 축력이 전반적으로 중앙부에 비해 작게 나타나서, 아치부의 적정 록볼트 길이는 10~11m 정도로 판단되며 간격은 적절한 것으로 판단되었다. 측벽에서의 축력분포도 굴착면으로부터 볼트 끝부분까지 전반적으로 고르게 나타났다.

#### 4.3.4 슛크리트 응력

각 굴착단계별 슛크리트 최대/최소 축응력이 표 9에 정리되어 있다. 해석결과를 보면 굴착이 진행되면서 아치부에서는 압축응력이 크게 발생하고 측벽부에서는 공동 내부로의 변위에 의해 인장응력이 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 굴착 전 과정에서 축응력과 모멘트에 의해 발생하는 최대휨응력은 벤치-3 굴착 후에 아치 중앙부에서 165.27kgf/cm<sup>2</sup> 이고 최소휨응력은 벤치-3 굴착 후에 좌측벽 벤치-3 상단에서 -31.01kgf/cm<sup>2</sup> 이었다.

표 9. 굴착단계별 슛크리트 최대 및 최소 축응력

굴착 단계	최대축응력(kgf/cm <sup>2</sup> )	최소축응력(kgf/cm <sup>2</sup> )
아치확대굴착 Step-1	20.42 (굴착모서리)	1.995 (아치 측벽 상부)
아치완전굴착 Step-2	67.21 (굴착모서리)	-9.81 (아치 측벽 상부)
벤치-1굴착 Step-3	91.98 (아치 어깨부)	-31.02 (아치 측벽 상부)
벤치-2굴착 Step-4	137.62 (아치 중앙부)	-31 (측벽 상부)
벤치-3굴착 Step-5	169.32 (아치 중앙부)	-31.00 (좌측벽 상부)

#### 4.3.4 이완영역(강도/응력 비)

굴착단계별 발생하는 이완영역은 암반의 강도/발생응력 비 1.3을 기준으로 하였다. 아치확대굴착(Step-1)후에 발생하는 이완영역은 천단부에서 1.6m 이며, 바닥중앙부에서 1.2m 두께로 분포하며, 강도/응력 비가 1 이하인 영역은 존재하지 않았다. 아치완전굴착(Step-2)후에 발생하는 이완영역은 천단부에서 2.23m 이며, 바닥 양 측부에서 2.45m 두께로 분포하며, 강도/응력 비가 1 이하인 영역은 역시 존재하지 않는다. 벤치-1굴착(Step-3)후에 발생하는 이완영역은 천단부에서 2.7m 이며, 바닥 중앙부에서 6m 두께로 분포하며, 강도/응력 비가 1 이하인 영역은 역시 존재하지 않는다. 벤치-2 굴착(Step-4)후에 발생하는 이완영역은 천단부에서 3m 이며, 바닥 중앙부에서 7m 두께로 분포하며, 강도/응력 비가 1 이하인 영역은 역시 존재하지 않는다. 벤치-3 굴착(Step-5)후에 발생하는 이완영역은 천단부에서 3.2m 이며, 우측바닥 중앙부에서 5.7m 두께로 분포하며, 강도/응력 비가 1 이하인 영역은 역시 존재하지 않는다. 그림 10은 이와 같은 결과를 보여준다.

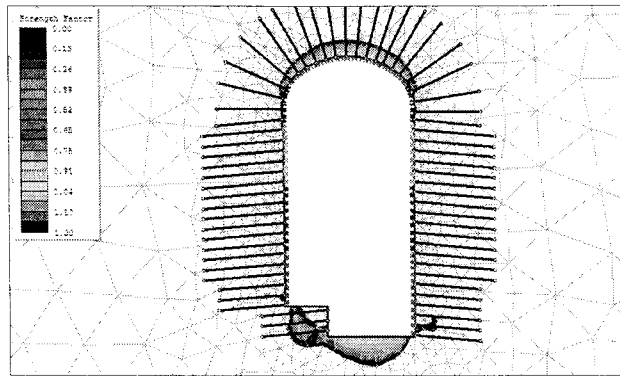


그림 10. 최종 굴착 후 강도/응력 비 1.3 이하 영역

## 5. 결 론

OO양수지하발전소 건설을 위한 조사 및 실험의 일환으로 암반 내 대규모 공동을 굴착함에 따라 이들 대공동 구조물의 역학적 안정성을 검토하는데 필요한 자료를 얻기 위하여 초기응력을 측정하였다. 초기응력 측정은 지표로부터 심도가 약 320m 되는 지하발전소 건설 예정지에 시험터널을 굴착하고 이곳에 위치한 7개의 측정점에서 수행되었다.

또한 응력측정이 이루어진 지점 부근에서 NX공을 천공하여 공내재하시험을 실시하였고, 여기에 서 얻은 코어를 이용하여 삼축압축시험 등의 실내시험을 실시하였다. 초기응력 측정 결과 및 수치해석으로부터 얻어진 주요 사항은 다음과 같다.

- 1) 지하발전소 건설 예정지 터널 내의 좌, 우 측벽에 작용하는 최대 주응력의 크기는 각각  $164.18\text{kgf/cm}^2$  및  $145.18\text{kgf/cm}^2$ 의 압축응력이며, 그 작용방위각은 각각  $85.3^\circ$ ,  $86.87^\circ$ 로서 대체로 N85~87E 방향으로 지하발전소 공동의 장축방향과는 약  $48^\circ$ 의 사이각을 갖는다. 역학적으로는 이들이 서로 평행한 방향인 것이 가장 바람직하나 불연속면의 주향과 경사 그리고 불연속면들의 교차상태를 고려할 경우에 지질구조적으로 유리한 방향에 해당된다.
- 2) 연직응력에 대한 평균수평응력의 비(k)는 각각 1.82, 1.68로 나타났다.
- 3) 수치해석결과, 지하발전소 공동에서 발생하는 최대응력은 굴착 최종단계에서 아치 정점부에서  $3793.1\text{tf/m}^2$ 이 발생하였으며 최소주응력은  $214.1\text{tf/m}^2$ 까지 발생하였다. 측벽에서의 최대주응력은  $58.8\text{tf/m}^2$ 이며, 최소주응력은  $0.7\text{tf/m}^2$ 이다. 록볼트 보강에 의해 각 부분에서의 최대, 최소 주응력에 의하여 공동 주변암반이 파괴 상태에 도달하지 않았다.
- 4) 해석결과 최대변위는 아치 정점부의 경우 1.67mm 발생하였으며, 우측벽에서 34.6mm의 변위가 발생하였다. 아치 정점부의 변위는 굴착초기에 크게 발생하였다가 큰 수평응력과 아치형상에 의해 굴착 고가 증가됨에 따라 상향으로 바뀌어 최종적으로 -1.65mm 침하하는 것으로 나타났다.
- 5) 공동에 설치된 록볼트에 작용하는 축력은 아치부에서 7tonf 미만으로 굴착면에서는 크고 볼트 끝에서 0으로 수렴하는 분포를 가지며 전체적으로 같은 양상을 나타낸다. 측벽부에서는 전체적으로 7tonf 미만으로 볼트 길이 전반에 걸쳐 고르게 분포하는 양상을 나타낸다.
- 6) 지하발전소 공동에서의 슛크리트의 역할은 주로 낙석방지와 암반 풍화방지의 역할이다. 굴착 전과정에서 슛크리트에 발생하는 축응력과 모멘트에 의해 발생하는 최대휨응력은 아치 중앙부

에서  $165.27\text{kgf/cm}^2$ , 최소휨응력은 좌측벽 벤치-3 상단에서  $-31.01\text{kgf/cm}^2$  이 발생한다.

- 7) 굴착 전 과정에서 암반강도/발생응력 비를 검토한 결과 파괴 상태인 1 이하의 영역은 발생하지 않으며 1.3 이하인 영역은 아치부와 바닥부에서 존재하며 측벽부에서는 1.3보다 크게 상회하여 안전한 상태이다.
- 8) 지하발전소 부근의 암반 물성 및 강도는 경암층에 속하나 일부 소규모 파쇄대가 존재하기도 한다. 또한 계측지점에서 관찰한 결과 절리가 약 1~2m 간격으로 발달하고 있다. 본 해석에서는 이러한 불연속면에 대한 고려가 이루어 지지 않은 유한요소해석이기 때문에 이러한 부분의 굴착 및 보강 시 불연속면의 상태에 따른 현장 기술자의 판단에 의해 제안된 보강 패턴의 증대가 요구된다.

## 감사의 글

본 논문은 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)의 지원으로 이루어졌습니다.

## ■ 참고문헌 ■

1. 삼안건설기술공사(2004), "○○양수발전소 1,2호기 설계기술용역 지질 및 재료원 조사보고서"
2. 한국남동발전(2005), "○○양수발전소 1,2호기 설계기술용역 현지반시험 보고서"
3. 한국전력공사(1996), "△△양수발전소 1,2호기 설계기술용역 지하발전소 현지반 시험보고서"
4. Amadei, B. and Ove, S.(1997), "Rock stress and its measurement", Chapman & Hall
5. Rocscience, phase 2 ver. 6.0, www.rocscience.com
6. Draper, N. R. and Smith, H.(1966), "Applied regression analysis", Wiley
7. Gray, W. M. and Toews, N. A.(1968), "Analysis of accuracy in the determination of the ground stress tensor by means of borehole devices", in Proc. 9th US Sympo. Rock Mech., Golden, SME/AIME, pp. 45~72
8. Gray, W. M. and Toews, N. A.(1975), "Analysis of variance applied to data obtained by means of a six element borehole deformation gage for stress determination", in Proc. 15th US Sympo. Rock Mech., Custer State Park, South Dakota, ASCE Publ., pp. 323~356