

국내 양수발전소 지하공동 안정성 해석방법의 비교

임한욱¹⁾, 김치환²⁾

Comparative Study on the Stability Analysis Methods for Underground Pumped Powerhouse Caverns in Korea

Han-Uk Lim and Chee-Hwan Kim

Abstract. The sixth underground pumped powerhouse cavern is now under construction in Korea. For the stability analysis for the caverns of the five underground powerhouses, finite element method was used. For the analysis, in-situ rock stress were measured by overcoring method. The stress measurement showed that initial horizontal to vertical stress ratio was 1.07-1.32 in four powerhouse sites. Rock mass strength and elasticity were assumed from rock core properties through engineering processes. So the ratio of input elasticity for the analysis were about 0.16-0.55 to rock core elasticity. In most of the analysis, elasto-plastic condition with Mohr-Coulomb failure criteria were applied. But in one case, viscoelastic condition was applied, too. The input cohesion and internal friction angle were approximately 0.12-0.22, 0.6-0.87 to rock core strength parameters, respectively.

KeyWords: Underground Pumped Powerhouse Cavern, Rock Mass Strength, Elasto-plastic Condition, Viscoelastic Condition

초 록. 1973년 청평에 국내 최초로 지하양수 발전소를 건설한 후 2002년까지 6번째의 지하양수 발전소가 건설 중에 있다. 국내 지하양수 발전소 6개소 중 5개의 지하양수 발전소에서 유한요소법을 이용하여 지하공동의 역학적 안정성을 검토하였다. 안정성 해석을 위하여 암반 내 초기응력을 공경변화법으로 측정된 결과 초기연직응력에 대한 초기수평응력의 비는 4개소의 지하양수 발전소에서 약 1.07-1.32이었다. 암반의 강도와 탄성계수는 대부분의 경우 암심의 강도와 탄성계수를 보정하여 구하였다. 그 결과 안정성 해석에 입력한 암반의 탄성계수는 암심의 탄성계수에 대한 비율로 약 0.16-0.55이었다. 해석의 종류는 탄소성해석이 주를 이루었으나 점탄성해석의 사례도 있었다. 이를 위한 파괴조건은 모아-쿨롬(Mohr-Coulomb)식이었다. 이를 위해 입력한 점착력과 내부마찰각은 암심의 강도에 대한 비율로 각각 0.12-0.22, 0.6-0.87이었다.

핵심어: 지하양수발전소 공동, 암반의 강도, 탄소성 조건, 점탄성조건

1. 서 론

양수발전이란 전력소비가 적은 저 부하시에 원자력이나 화력발전의 잉여 전력을 이용하여 하부 저수지의 물을 상부 저수지에 양수하였다가 첨두(尖頭)부하시나 전력계통의 사고시에 양수된 물을 이용하여 발전함으로써 전력을 효율적으로 이용, 관리할 수 있는 발전 형식이다.

더욱이 최근에는 효율이 좋은 대용량의 화력 및 원자

력 발전소가 다수 건설됨에 따라 심야나 휴일등 저 부하시에 대용량 발전소의 가동을 중단하거나 출력을 줄여야 할 경우가 발생된다. 이와 같이 발전소의 가동, 정지나 출력의 증감이 빈번한 경우 기계 수명에 나쁜 영향을 줄뿐만 아니라 효율도 떨어지게 된다.

따라서 저 부하시에도 일정한 수준으로 발전을 계속 함으로써 화력 및 원자력 발전소의 운영상 문제점을 해결하고 또 발전된 잉여 전력을 양수용 동력으로 활용할 수 있어 발전 설비의 효율적인 운영에 크게 기여하게 된다. 이외에도 발전원가의 절감, 전력수급의 안정과 신뢰도 향상에 도움을 주는 장점이 있지만 양수와 발전시 각각 에너지가 손실되는 결점이 따르기도 한다.

¹⁾정회원, 강원대 지구환경공학부 교수

²⁾정회원, 우석대 토목과 교수

접수일: 2002년 9월 12일

심사 완료일: 2002년 12월 17일

이와 같은 양수발전소는 일반적으로 경제적 수압 낙차를 확보하기 위하여 펌프, 수차를 하부 저수지 수위보다 낮은 위치에 설치할 필요가 있어 주로 지하에 건설된다. 지하발전소는 지형의 제약을 별로 받지 않으며, 자연환경의 손상을 저감하고, 홍수 산사태등 재해에 안전할 뿐 아니라 날씨에 관계없이 공사할 수 있는 장점을 갖고 있다.

한편 지하발전소는 지하에 수입관로(penstock tunnel), 대규모 공동의 발전소(powerhouse), 압력 조절 수조(surge tank)외에도 연결도수로, 방수로, 외부와의 송, 배전, 환기통로 등 부수터널 및 설비가 필요하다. 따라서 양수발전소는 고낙차, 대량 출력이 가능한 지점으로 지질 및 암반조건이 양호하며, 수요지와 거리가 짧아 송전 손실이 적고, 양수용 전력공급이 용이한 곳에 건설된다. 뿐만 아니라 대규모 공동을 굴착하고 이를 반영구적으로 유지하여야 하므로 높은 수준의 암반공학 적 조사 및 설계기술과 시공기술이 확보되어야 한다.

우리나라 최초의 양수발전소인 청평 양수발전소는 Table 1에 표시된 바와 같이 1973년에 착공하여 1980년에 완공되었으나 당시에는 국내 관련기술의 미비로 설계, 감리 및 기전공사는 외국기술에 의존하였고 시공의 경우 토목공사는 국내기술로 수행되었다. 그 후 삼랑진, 무주 양수 발전소가 순차적으로 건설되면서 국내 기술로 설계, 감리함으로써 점차 기술 자립화를 이룩해 오고 있다.

현재 국내에는 4개의 지하 양수발전소가 가동중에 있고 2개는 건설중인데 이들의 위치 그리고 일반적인 제원은 각각 Fig. 1 및 Table 1과 같다.

1973년 청평 양수발전소 건설에 착수한지 이제 약 30년이 지나면서 그동안 관련 기술자 및 학자들의 꾸준한 노력과 연구 결과 관련기술의 완전 자립화에 진입된 것으로 생각된다.

그러나 귀중한 많은 자료들이 세월의 흐름속에 망각되거나 분실되는 안타까움이 따른다. 이러한 시점에서

Table 1. The general specifications of underground powerhouse in Korea^{4~6,13,14}.

Item	Powerhouse	Chungpyung	Samrangjin	Muju	Sanchung	Yangyang	Chungsong
Location		Kyunggi, Gapyung, Bogiang	Kyungnam, Milyang, Samrangjin, Antae	Chunbuk, Muju, Jucksang, Bugchang	Kyungnam, Sanchung, Sichun	Kangwon, Yangyang, Seomyeon	Kyungbuk, Chungsong, Pacheon, Shinheung
Generator Capacity		400MW (200MW×2)	600MW (300MW×2)	600MW (300MW×2)	700MW (350MW×2)	1000MW (250MW×4)	600MW (300MW×2)
Construction period		1973-1980	1979 - 1985	1989-1995	1993-1999	1994-2003 (Under construction)	2000.9-2006.12 (Under construction)
Head(m)		473	345	589	429	804	308
Total length of water tunnel(m)		3,478	2,620	2,051	1,820	4,324	2,968
Powerhouse	Kind of Rock	banded gneiss, granitic gneiss	rhyolite, tuff andesite breccia	granitic gneiss	porphyroblastic gneiss	porphyroblastic gneiss, granitic gneiss	sandstone, arkosic sandstone
	Depth(m)	350	150	260	250	650	180
	Type	mush room	mush room	mush room	horse-shoe	horse-shoe	warhead
	Size of Excavation (m)	W H L 22.5×46×86	W H L 21.5×43×92	W H L 23×47.5×100	W H L 25×49.5×116	W H L 22.0×50.8×151	W H L 26.5×55.7×114.6
Participation Company							
- Design & Consultant by	Nippon Koei.Co(J)	Nippon Koei.Co(J) +KOPEC(K) +C.T.Main(U.S.A)	KOPEC(K) +Hyundai Engg.(K)	Saman Engg. &Consul.Co(K)	Hyundai Engg.Co(K) +Alstom(F)	Hyundai Engg(K) +Saman Engg &Consul.Co.(K)	
- Manufactured by	Fuji Electric(J) +Sasebo(J)	Korea Heavy Indus.(K) +Fuji Electric(J)	Korea Heavy Indus.(K)	Korea Heavy Indus.(K)	Korea Heavy Indus.(K)	G.E Energy.(U.S.A)	
- Mechanical & Electric Construction by	Fuji Electric(J) +Sasebo(J)	Korea Heavy Indus.(K)	Korea Heavy Indus.(K)	Korea Heavy Indus.(K)	Korea Heavy Indus.(K)	Not decision	
- Civil Construction by	Daelim E.C(K)	Hyundai E.C(K)	Dong A Constr.Co(K)	Sambu Constr.Co(K)	Samhwan Constr.Co(K)	Dong A Constr.Co(K) +Samsung Corporation(K)	

* E.C : Engineering & Construction Co, Ltd.

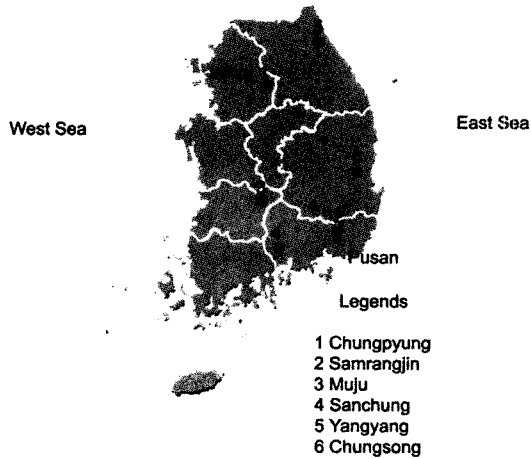


Fig. 1. Location of pumped powerhouse in Korea.

기술자립화에 이르기까지 관련 기술이 어떻게 변화되었는가를 비교, 분석해 보는 것은 학술적, 기술적으로 큰 의미가 있다고 하겠다.

다행히 필자들은 국내 양수발전소 건설을 위한 설계 단계에서 초기지압의 계측, 암석의 물성실험 그리고 수치해석 작업에 부분적으로 참여한 바 있어 그동안의 자료와^{9~12,15,16)}, 한국전력공사에 보관중인 설계 및 준공 보고서를 참고하여 이 논문을 작성할 수 있었다^{1~8)}.

본 연구에서는 양수발전소 토목설비중 가장 대 규격인 지하발전소를 중심으로 지질 및 암반조건, 초기지압의 계측, 안정성 해석을 위한 암반 특성의 결정, 수치해석, 보강계획 및 이의 시공결과를 중심으로 기술하였다. 그동안 각각의 양수발전소 단위로 관련내용을 부분적

으로 이미 발표한 바 있으나^{9~13,16)} 금년초에 실시한 청송 양수발전소의 기술조사등 일부 결과는 아직 발표된 바 없기 때문에 이들을 종합하여 분석하기로 한다.

특히 지하공동의 단면형상과 여러 단계의 굴착, 보강의 영향을 검토하기 위하여 수치해석 방법을 적용하였는데 이 때 사용한 소프트웨어의 종류와 특징, 입력자료인 주요 물성치의 결정, 수치해석 결과 얻어진 지하공동의 변위와 보강재의 응력 및 하중을 서로 비교하였다.

2. 지질조건 및 초기응력

지하 암반내 대 규격 공동이나 다수의 터널을 굴착할 경우 이들의 안정성은 지질조건 및 암반의 공학적 성질에 영향을 받게 된다. 특히 절리와 같은 암반내 불연속면의 분포상태 및 그 정도는 초기지압의 크기와 그 작용방향에도 영향을 미치게 된다.

2.1 지반조건 및 주요물성

지질조건이란 공동이 존재하는 구간의 지층, 암석의 종류와 그 분포, 지질구조 및 불연속면등을 들 수 있는데 이 조건은 변화정도가 일반적으로 심하기 때문에 Table 2에서는 2가지로 구분하여 표기하였다. 하나는 양수발전소 전체 건설지역을 포함하는 지질조건이며, 다른 하나는 지하발전소 건설 예정지에서 국한한 조건이다.

한편 지하발전소 건설 예정지점에서 시추작업시 얻어진 코아를 대상으로 실험실에서 암석의 물성 및 공학적 특성을 구하고 그 결과를 Table 3에 표시하였다. Table 3에 제시된 암석의 물성 실험용 시료는 시추심도에 따라 일정한 간격으로 채취 하였기 때문에 채취 위치에

Table 2. Geological conditions for underground powerhouses.

powerhouse	Chungpyung	Samrangjin	Muju	Sanchung	Yangyang	Chungsong
Items						
Geologic condition						
* Regional condition	Pre-cambrian Kyeonggi gneiss complex	Cretaceous Unmunsa rhyolitic rocks	Pre-cambrian gneiss complex	Chirisan gneiss complex	Pre-cambrian gneiss complex	Cretaceous sedimentary rocks
* Local condition	banded gneiss granitic gneiss	rhyolite, tuff andesite breccia	banded gneiss, pegmatite	porphyroblastic gneiss	porphyroblastic gneiss, granitic gneiss	sandstone, arkosic sandstone
Direction of cavern axis	N40°E	N15°E	N50°E	N65°W	N3°E	N56°W
Joint set	N20°W /70-80°NE N75°W /70-80°NE	N60°E /60°SE	N86°E/72°SE N15°E/76°SE N33°E/34°NW	N25°E/35°NW N30°E/47°SE N80°W/90°±	N59°E/74°SE N67°W/78°NE N77°W/83°SW	N10-30°E /70°SE-70°NW N30-50°W /50-60°SW

Table 3. Mechanical rock properties in lab test.

Items	Powerhouse	Unit	Chung pyung	Samrangjin		Muju		Sanchung		Yangyang		Chungsong
				site 1	site 2	site 1	site 2	site 1	site 2	site 1	site 2	site 1, 2
· Rock type			banded gneiss	rhyolitic or rhyolitic tuff	tuff breccia	granitic gneiss	granitic gneiss	porphyroblastic gneiss	same as site 1	porphyroblastic gneiss or granitic gneiss	same as site 1	sandstone
· Number of specimen				27	23	10	10	13	14	22	23	45
· Apparent density		gr/cm ³	2.68	2.588 (2.526-2.621)	2.557 (2.465-2.620)	2.591 (2.50-2.667)	2.597 (2.539-2.744)	2.78 (2.77-2.81)	2.73 (2.70-2.76)	2.678 (2.631-2.703)	2.679 (2.640-2.710)	2.700 (2.627-2.740)
· Porosity		%	1.1	0.550 (0.18-2.15)	1.670 (0.71-3.80)	-	-	0.54 (0.42-0.72)	0.48 (0.24-0.95)	0.495 (0.239-0.851)	0.488 (0.192-0.709)	0.551 (0.165-1.02)
· Absorption		%	-	-	-	0.344 (0.228-0.423)	0.366 (0.134-0.646)	0.19 (0.15-0.26)	0.18 (0.09-0.35)	0.187 (0.109-0.301)	0.227 (0.106-0.326)	0.205 (0.06-0.382)
· Elastic wave velocity P-wave		km/sec	3.860	4.477 (4.132-4.845)	4.021 (3.365-4.565)	4.359 (3.650-5.180)	4.620 (3.960-5.150)	6.487 (5.274-7.153)	6.764 (6.187-7.334)	4.748 (3.391-5.581)	4.685 (3.580-5.772)	5.387 (4.383-6.016)
· S-wave		km/sec	2.300	-	-	2.790 (2.220-3.260)	3.117 (2.950-3.330)	-	-	2.820 (1.957-3.268)	2.702 (2.067-3.332)	3.206 (2.609-3.581)
· Shore hardness				80.0-82.0 (73-89)	68.0-70.0 (51-76)	48.5-60.5 (35-70)	47.0-61.5 (35-80)	82-96 (75-100)	85-99 (75-105)	68-87 (40-95)	69-91 (40-103)	74-89 (58-103)
· Elasticity		×10 ⁴ kgf/cm ²	5.37	6.65 (4.12-9.28)	5.40 (2.69-7.44)	5.493 (4.615-6.250)	5.751 (4.651-7.058)	6.17 (3.81-8.15)	7.31 (5.71-8.48)	4.432 (2.870-5.451)	4.488 (2.633-6.790)	6.01 (5.229-6.228)
· Poisson's ratio			0.22	0.222 (0.18-0.30)	0.203 (0.10-0.37)	0.203 (0.116-0.337)	0.214 (0.172-0.291)	0.23 (0.14-0.30)	0.27 (0.15-0.33)	0.253 (0.207-0.378)	0.264 (0.197-0.371)	0.223 (0.203-0.274)
· Uniaxial Comp. Strength		kgf/cm ²	1097	2459 (1109-3445)	1658 (1077-2267)	1266 (890-1610)	1503 (960-2090)	1399 (546-2012)	2397 (987-3045)	1293 (516-1796)	1200 (415-2162)	2160 (1180-2883)
· Direct shear strength		kgf/cm ²	176.6	-	-	199 (130-280)	211 (150-250)	275 (175-321)	400 (276-501)	-	-	-
· Tensile strength		kgf/cm ²	106.0	199.4 (66-271)	119.9 (53-187)	101.5 (55.0-155)	90.5 (35.0-140)	69 (58-94)	99 (80-118)	84.5 (35.0-119)	77.0 (28.0-130.0)	154.8 (82-212)
· Direct shear test Cohesion		kgf/cm ²	-	-	-	-	-	-	-	217.8 (206-226)	170.3 (126.0-219.0)	305 (259-359)
· Int. friction angle		degree	-	-	-	-	-	-	-	62.3 (59.0-65.0)	58.5 (56.0-61.0)	63.0 (62.0-65.0)
· Triaxial comp.test cohesion		kgf/cm ²	-	-	-	169.0 (120-220)	181.0 (110-240)	131.0 (87-272)	203.0 (150-270)	164.5 (72-220)	147.9 (47.0-245.0)	232.3 (149-309)
· Int. friction angle		degree	54.8	-	-	48.9 (44.0-54.0)	51.2 (46.0-57.0)	57.0 (54-61)	63.0 (61-65)	58.8 (54.0-62.0)	58.6 (52.0-63.0)	59.7 (55.2-63.0)
· Thermal linear expansion coefficient		×10 ⁻⁵ /°C	-	-	-	1.289 (0.95-1.42)	1.312 (1.17-1.44)	1.23 (1.16-1.27)	1.21 (1.17-1.25)	1.23 (1.15-1.28)	1.23 (1.13-1.29)	1.587 (1.566-1.607)

* () means the range of value

따라 값의 차이를 보이고 있으나 그 암반의 대표값을 제시한 것으로 판단된다. 실험방법은 I.S.R.M.의 추천 방식과 A.S.T.M.의 시험기준에 의해 실시하였다. 이때 탄성계수는 정탄성계수로서 파괴강도의 50% 응력 수준에서 응력-변형을 곡선의 접선 기울기로부터 구한 값이다. 표에서 측정점1과 측정점2로 구분 표기한 것은 비교적 짧은 이격 거리인데도 암종의 차이 또는 불연속면의 부존 상태에 따라 측정값의 차이가 큰 경우이며, 비교적 균질한 청송의 경우 이를 하나로 제시하였다. 위치에 따라 차이가 비교적 큰 곳으로는 삼랑진과 산청의 경우로 전자는 암종의 차이로, 후자는 불연속면의 부존 조건에 기인한다. 여러 가지 결과치중 탄성계수, 단축압축강도, 삼축압축시험에 의한 점착력 및 내부마찰각의 추이를 보면 대체로 다음과 같다.

첫째 탄성계수는 평균치만으로 보면 최소값은 양양 측정점1에서 4.432×10^5 kgf/cm²이며 최대값은 산청 측정점2에서 7.31×10^5 kgf/cm²로써 그 차이는 약 1.65배이다. 반면에 측정별로 최대값과 최소값의 차이가 큰 곳은 삼랑진 측정점2에서 약 2.76배, 산청 측정점1에서 2.14배, 양양 측정점2에서 약 2.58배 등이다.

둘째 단축압축강도는 평균치로 보면 대체로 양양 측정점2에서 1200 kgf/cm²으로 가장 적고 삼랑진 측정점1에서 2459 kgf/cm²로 가장 큰 값을 보이는데 그 차이는 약 2.0배이다. 그러나 측정별로 보면 양양, 산청 및 삼랑진의 경우 그 차이가 큰 것을 알 수 있다. 점착력 및 내부마찰각은 최대값을 기준할 때 전자는 200-309 kgf/cm²이고 후자는 54-65°로 비교적 차이가 적은 것을 보인다.

이상 몇가지 경우만 보더라도 삼랑진, 산청 및 양양의 경우 일반적으로 물성의 변화가 심한 것을 알 수 있다.

2.2 현지 암반의 변형특성

삼랑진 양수발전소의 경우 비교적 활발한 기초 조사를 실시하였는데 그 예로 평판재하시험에 의한 탄성계수와 변형계수의 측정, 그리고 원위치 전단시험에 의한 전단강도와 내부마찰각의 측정이다. 구체적인 측정방법은 생략하고 실측값을 표시하면 Table 4 및 Table 5와 같다.

평판재하시험의 경우 재하 및 제하를 반복하는 과정에서 변형계수(D)와 탄성계수(E)를 구한 것으로 파괴강

도의 50% 응력수준에서 구한 접선탄성계수(Et)와 활선 탄성계수(Es)로 구분한 것이다.

실험실에서 구한 접선 탄성계수는 측정 1 및 2에서 평균치는 각각 $6.65 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (4.12-9.28), $5.40 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (2.69-7.74)인데 비하여 평판재하시험에서 얻은 값은 각각 5.73×10^5 , $1.25 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 로서 그 차이가

Table 5. Result of in-situ shear test.

Item	Unit	Site 1	Site2
Shear strength	kg/cm ²	13.0 - 32.5	31.5
Friction angle	degree	53	49

Table 4. Result of Plate Bearing Test.

Test case	Deformation(D) ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	Young's Modulus(E)			Creep Factor	
		Loading		Unloading		1/day
		(Et) ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	(Es) ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	(Et) ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)		
Site 1-1	1.12	1.31	1.28	1.89	-	-
Site 1-2	4.57	5.73	4.52	9.19	-	-
Site 1-3	0.66	1.45	0.88	2.14	0.035	83.9
Site 2-1	0.59	1.34	0.84	1.82	0.058	2.5
Site 2-2	0.49	1.25	0.82	1.60	-	-
Site 2-3	0.41	1.13	0.60	1.40	-	-

Table 6. The results of in-situ stress measurements.

Item	Site	Chung pyung*2	Samrangjin		Muju		Sanchung		Yangyang		Chungshong	
			site 1	site 2	site 1	site 2	site 1	site 2	site 1	site 2	site 1	site 2
Depth(m)		320	150	150	280	280	253	212	640	640	186	186
Direction of cavern axis		N40°E	N15°E	N15°E	N50°E	N50°E	N65°W	N65°W	N3°E	N3°E	N56°W	N56°W
Vertical stress(σ_v , MPa)		-10.65	-5.92	-5.14	-5.78	-6.01	-7.13	-5.54	-17.29	-17.30	-5.10	-4.93
Ave.horz.stress*1(σ_{hav} , MPa)		-10.50	-7.79	-5.91	-6.19	-6.45	-8.91	-6.94	-13.62	-16.98	-6.47	-6.16
K(σ_{hav}/σ_v)		0.99	1.32	1.15	1.07	1.07	1.25	1.25	0.79	0.98	1.27	1.25
Principal stress												
σ_1 (MPa)			-9.21	-6.86	-9.42	-9.43	-10.99	-9.62	-23.89	-25.53	-8.93	-8.86
σ_2 (MPa)			-7.61	-5.16	-4.81	-5.62	-8.47	-5.50	-12.47	-13.59	-5.03	-4.83
σ_3 (MPa)			-4.68	-4.94	-3.93	-3.86	-5.49	-4.30	-8.17	-12.14	-4.08	-3.56
Direction of σ_1 (dir/incl, degree)			205 /106	149 /107	142.5 /117.0	145.4 /70.0	52.4 /99.3	58.5 /95.7	27.0 /46.7	27.3 /55.4	233.2 /8.0	237.2 /9.9

*1. Ave.horz.stress(σ_{hav}) = 1/2 · ($\sigma_x + \sigma_y$)

*2. At Chungpyung, the vertical(σ_v) and the horizontal stress (σ_h) could be calculated by two cases, one was theoretical equation ($\sigma_v = \gamma \cdot h$, $\sigma_h = k \cdot \sigma_v = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v$) and suggested equations by suzuki k(japan) used ($\sigma_v = 3 + 0.33h$, $\sigma_h = 5 + 0.32h$, $h = 320m$)

크다. 반면에 현지암반에 대한 직접전단시험 결과는 Table 5와 같지만 실험실내 직접전단시험은 실시되지 않은 까닭에 서로 그 결과치를 비교할 수 없었다.

2.3 암반내 초기응력

안정성 해석을 위해 중요한 입력 자료중 하나인 초기 응력의 크기를 실제로 측정하고 그 결과를 요약하여 Table 6에 제시하였다. 6개 양수 발전소 가운데 맨 처음 시공된 청평의 경우 초기지압을 측정하지 못한 까닭으로 문헌조사를 통하여 그 값을 추정하고 안전성을 해석한 것으로 보고되고 있다. 국내에서 초기지압의 계측 방법으로 3방향 공경변형률법(3 directional borehole deformation gage method) 및 수압파쇄법(hydraulic fracturing method)이 비교적 많이 사용되고 있으며 최근에는 공벽변형률법에 의한 계측 보고도 있는 것으로 알려지고 있다. 그러나 청평을 제외한 5개 양수 발전소는 모두 3방향 공경변형률법에 의한 실측 결과이다. Table 6에는 각 계측지점의 실측심도를 표기하였는데 이것은 지표에서 공동의 아치까지 깊이를 표기한 Table 1의 값과는 부분적으로 차이가 있다.

계측지점은 총 10개소로써 그 심도는 150 m에서 640 m까지 서로 다르며 연직응력에 대한 수평응력의 비(K)는 0.79에서 1.32까지이다. 그리고 발전소의 장축방향과 최대 주응력의 작용방향 역시 Table 6에 표시하였다.

3. 지하공동의 설계

지하 양수 발전소 지하공동의 단면형상과 배열방향 및 보강패턴의 설계내용은 다음과 같다.

3.1 지하공동의 단면 형상

지하공동의 단면 형상은 Fig. 2와 같이 버섯모양에서 마제형, 탄두형으로 변화하였다. 즉 초기에 건설된 청평 지하양수발전소(이하 양수발전소라고 표기), 삼랑진 및 무주양수발전소의 단면 형상은 버섯 모양으로 시공되었고 그 후에 건설된 산청 및 양양 양수발전소는 마제형으로, 최근에 건설되고 있는 청송 양수발전소는 탄두형으로 변화되었다. 공동의 형상이 버섯모양인 것은 후술하는 바와 같이 복공(linings)을 주요보강재로 하는 경우 지하공동 아치부 복공을 측벽에서 지지하기 위함이다.

지하발전소 공동의 단면크기는 양양의 공동을 제외하고 최근에 시공된 것일수록 넓어지고 또 높아지는 경향이다. 즉 삼랑진, 무주, 산청 및 청송의 경우 그 단면의 크기가 Table 1에 제시된 바와 같이 21.5(너비)×43.0 m(높이)에서 단계적으로 23.0×47.5 m, 25.0×49.5 m,

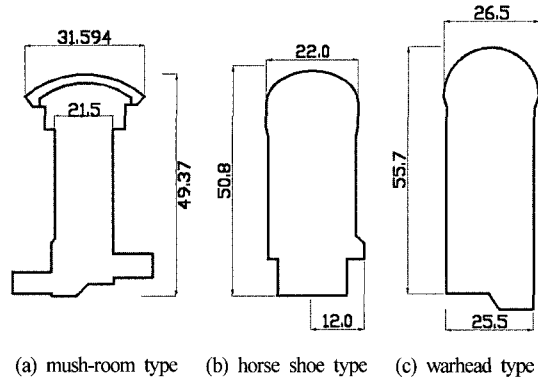


Fig. 2. Some types of caverns.

26.5 × 55.7 m로 확대되었다. 이와 같은 단면의 형상 변화와 공동의 확대는 양수발전소의 설계와 시공의 경험이 축적됨에 따른 기술의 발전에 기인한다고 생각할 수 있다.

또 다른 변화는 양양 지하발전소의 경우로 다른 양수 발전소와는 달리 두개의 지하공동, 즉 굴착공동을 기준할 때 발전소(21.4 m×50.8)와 변전실(19 m×33.9) 설치를 위한 두개의 공동을 인접하여 설치한 것으로 이 때 두 공동 사이 암주(pillar)의 너비는 약 36 m이다.

3.2 지하공동의 배열방향

지하발전소 공동의 배열방향 즉 공동의 장축방향과 암반내 주 절리 및 최대주응력의 작용 방향과의 관계는 Table 2 및 Table 6과 같다.

일반적으로 지하공동의 장축방향은 암반내 최대 주응력의 작용방향과 평행한 경우 공동 굴착시 변위와 이완 영역이 최소가 되므로 보강비용이 낮아지고 또 지하공동의 역학적 안정성도 높아진다. 그러나 지하발전소에 다수의 터널이 서로 연결되며, 이들 공동이 양호한 암반내에 위치하여야 됨으로 공동의 기하학적 배열을 역학적 안정성만을 고려하여 배치하기는 어렵다. 따라서 최대주응력의 작용방향을 고려하여 부분적으로 조정하고 나머지 부분은 보강할 때 고려하여 시공하게 된다. 그 결과 삼랑진, 양양, 청송의 경우는 공동의 장축방향과 최대주응력의 작용방향이 거의 평행하나 무주의 경우 이들이 거의 수직으로 교차함을 알 수 있다.

3.3 지하공동 보강패턴

대규격 지하공동을 안전하게 유지하기 위해서는 보강이 필수적이다. 국내 지하 양수발전소의 보강방법의 차이는 콘크리트 복공과 록볼트 중 어느 것을 주 보강재

로 사용하는가 여부이다. 청평, 삼랑진 및 무주 양수발전소는 콘크리트 복공 및 록볼트를 주 보강재로 사용하였다. 지하공동의 아치부를 보강하는 록볼트의 길이는 대체로 2.5~5.0 m로 산청, 양양, 청송 등 후기에 건설된 지하발전소에 비하여 매우 짧다. 반면에 이들 후기에 건설된 지하발전소는 콘크리트 복공이 없는 대신에 록볼트의 길이가 길어진다. 그러나 그 설치 간격은 주로 1.5~2.0 m로 큰 차이는 없다. 록볼트와 함께 보강재로 사용한 슛크리트의 두께도 8.5~10.0 cm로 큰 변화는 없으나 최근에는 보강효과가 양호한 건설에서 습식 슛크리트로 대체되고 있다.

최근에 설계, 시공된 양양 및 청송의 경우 다음과 같다. 양양 지하발전소는 슛크리트와 록볼트로 보강하고 최종 콘크리트 복공은 시공하지 않았다. 이 때 록볼트의 길이는 12 m와 10 m를 교대로 시공하였으나 지하공동 측벽 하부에는 이완심도가 깊지 않기 때문에 7.5 m길이의 록볼트로 시공하였다. 이 때 설치간격은 종단과 횡단 방향 모두 2 m이며 슛크리트 두께는 10 cm이다. 청송 양수발전소는 록볼트 길이 15 및 12 m를 타설하였다. 즉 아치부는 길이 12 m로, 측벽부는 15 m를 주로 사용하여 보강하였다. 반면에 지하공동 측벽 하부부는 이들 15 m와 12 m 록볼트를 서로 교대로 시공하도록 설계되었는데 그 설치간격은 양양 양수발전소와 같이 2 m를 기준하고 있다. 슛크리트 두께도 10 cm이다. 강섬유가 혼합된 습식으로 시공하도록 설계되어 있다. 국내양수발전소 보강자료를 요약하면 Table 7과 같다.

Table 7. Support design pumped powerhouse caverns in Korea.

powerhouse	Chung pyung	Samrangjin	Muju	San chung	Yang yang	Chung song
Number of Caverns	1	1	1	1	2	1
Rock bolt length(m)	2.5 10	10	3.5, 5.0 10	15 10	12 10, 7.5	12 15
Rock bolt spacing(m)	1.6	1.2 1.5	1.5	2	2	2
Shotcrete thickness(cm)	?	?	8.5	10	10	10
Concrete lining	Yes	Yes	Yes	No	No	No

4. 안정성 해석을 위한 입력 변수의 결정

지하발전소 공동은 단면이 원형이 아니고 복잡한 형

상이기 때문에 수치해석적 방법을 통하여 역학적 안정성을 검토하였다. 이들 해석을 위한 주요입력 변수의 결정, 사용 프로그램의 특성 그리고 해석방법은 다음과 같다.

4.1 암반의 비선형 변형특성과 파괴조건

건설초기에 수행된 청평의 경우 구체적인 자료의 미비로 이에 관한 설명은 제외하기로 한다. 이 후 건설된 삼랑진의 경우 Mohr의 파괴기준을, 나머지 4개소의 파괴기준은 Mohr-Coulomb의 이론이었으며, 양양의 경우 이외에 또 다른 방법의 하나로 안정성 해석에 임계 전단변형율을 적용하였다. 또한 암반의 비선형성을 나타내기 위하여 응력수준이 파괴포락선에 접근한 정도에 따라 암반의 탄성계수와 포아송비가 변하도록 하였으며, 포아송비의 크기에 따라 암반의 이완여부를 결정하였다. Mohr-Coulomb 파괴기준식 적용에 따라 암반의 역학적 특성을 나타내는 주요 입력변수는 탄성계수, 포아송비, 점착력, 내부마찰각 및 현지 암반내 초기응력의 크기이다. Mohr의 파괴기준을 적용한 삼랑진 양수발전소의 경우에는 암반의 내부마찰각 대신에 인장강도를 입력하였다.

4.2 주요 입력변수의 설정

지하양수 발전소와 같은 대규모 공동의 안정성을 확보하기 위해서는 설계과정에서 안정성 해석을 실시하게 된다. 이 때 가장 중요한 입력 요소로는 현지 암반의 변형계수, 초기응력의 특성 및 강도정수등을 들 수 있다. 암반의 변형계수는 조사 및 설계단계에서 시추공내 재하시험이나 시공 중 터널내에서 평판재하시험등을 실시하여 구할 수 있는데 앞부분에서 설명한 바와 같이 삼랑진 양수발전소를 제외한 5개 양수발전소의 경우 실내에서 암석시편에 대한 실험만을 실시하였기 때문에 현지암반의 대표값을 어떻게 설정할 것인가는 대단히 중요하다.

각 양수발전소마다 안정성해석을 실시한 주체와 사용한 세부프로그램이 다르기 때문에 그 결정과정과 결과가 서로 차이를 보인다. 구체적으로 청평 양수발전소의 경우 현지 암반의 탄성계수와 강도를 결정함에 있어 실내 시험값의 0.1~0.3의 비율로 조정하였다. 삼랑진 양수는 평판 재하시험 결과 얻어진 현지 암반의 값을 그대로 사용하였는데 이 값은 실험실에서 구한 탄성계수 중 최대값과의 비율로 표시하면 약 0.17이다. 무주양수는 실험실에서 구한 탄성계수와 점착력등을 지층별 두께를 고려하여 가중 평균한 다음 다른 지하 양수발전소 안정성 해석 사례를 참고하여 탄성계수와 점착력에 관

소계수 0.2를 적용하였다. 산청양수는 RQD와 암반의 공학적 분류방법 중 하나인 Q와 RMR로 등급분류를 한 다음 이들을 외국의 사례로부터 구한 관계식에 대입하여 산정한 다음 이 세가지 값 중 최소값을 선정하였다. 먼저 RQD와 계수감소비(E_M/E_L)와의 관계는 Bienawski (1978)가 제안한 관계도면에서 RQD가 95~100%이므로 이에 상응하는 감소비는 0.87~1.0으로 구해진다. 따라서 이 방법으로 구한 값은 실내시험에서 구한 탄성계수와 차이가 거의 없다. 다음으로 Bienawski에 의해 제안되고 Serafim & Pereira에 의해 일부 수정된 RMR값으로부터 현지 암반의 탄성계수를 구하는 관계식에 대입하여 산출하면 그 값은 $(2.78 \sim 3.12) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 가 된다. 그리고 Q값을 인용하면 ($E_{\text{mean}} = 25 \cdot \log Q$) 그 값은 대체로 $(1.50 \sim 1.95) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 이다. 이 세가지 값 중 가장 적은 값은 Q값으로부터 구한값임을 알 수 있다. 이외에 다른 양수발전소의 사례등을 감안하여 현지 암반의 탄성계수는 실내시험에서 구한 평균값의 약 0.3에 해당되는 $2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 로 설정하였다.

양양 양수발전소의 현지 암반 탄성계수는 실내시험에서 구한 탄성계수의 분포와 시추코어에서 얻은 RQD에 의한 보정계수를 이용하였다. 즉 실내시험에서 구한 45개 탄성계수의 분포는 $5.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 보다 큰 값이 15개, $4.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 보다 큰 값은 25개이고, 4.0×10^5 보다 적은 값은 10개이며 나머지 10개는 $(4.5 \sim 4.0) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 의 크기이다. 또한 시추결과를 보면 RQD값이 60~90의 값을 보이는데, 심도가 깊어지면 그 값이 더욱 커질 것으로 추정하고 RQD값을 80으로 보아 보정계수를 0.6으로 간주하였다. 따라서 현지암반의 탄성계수 및 점착력은 5×10^5 의 0.6배인 3×10^5 으로, 점착력 중 낮은 값인 87 kg/cm^2 의 약 0.6배인 50 kg/cm^2 로 결정하였다.

한편 청송 양수발전소의 실내시험 탄성계수는 $(5.3 \sim 6.25) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 로서 비교적 균질한 암석이다. 시추 결과 RQD는 75~100으로 이에 따른 보정계수를 0.2~0.8로 보고 여기에 최소값 $5.3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 를 기준하면 현지암반의 탄성계수는 $(1.15 \sim 4.74) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 가 얻어진다. 반면에 RMR값이 66-82이므로 이로부터 구하면 그 값은 $(1.88 \sim 4.74) \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 로서 RQD에 의한 보정값과 유사하다.

참고로 시추공내에서 Elastometer를 이용하여 구한 값은 $(3.3 \sim 6.6) \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 로서 실내시험 값의 1.8%내외에 불과하다. 이와 같이 적은 값이 얻어진 것은 계측기의 재하능력이 낮아 주변암반에 충분한 변형을 일으키지 못했기 때문으로 생각된다. 따라서 공내재하시험 결과는 고려하지 않고 RMR값으로 구한 탄성계수 중

최소값 $1.88 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 를 대표값으로 설정하였다.

암반의 강도는 Hoek-Brown 파괴기준식을 이용하고 이를 다시 Mohr-Coulomb파괴식의 점착력과 내부마찰각으로 표시하였다. 그리고 암석코어에 대한 단축압축강도, 인장강도 및 삼축압축강도등을 통계 처리하여 암석코어의 평균강도를 구한 다음 지질강도지수(geologic strength index)또는 RMR를 이용하여 암반의 강도로 보정하였다. 여기서 암석의 강도는 실내시험 값의 70%로 보정하여 Hoek-Brown식에 대입하였다.

이상의 결과 얻어진 수치해석용 주요입력변수를 요약하면 Table 8과 같다.

Table 8. Input parameters for stability analysis of powerhouse caverns in Korea.

powerhouse Items	Samrangjin	Muju	Sanchung	Yangyang	Chungsong
Elasticity ($\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)	1.6	1.1	2.0	3.0	1.88
Poisson's ratio	0.20	0.21	0.23	0.25	0.23
Cohesion (kgf/cm^2)	30.0	30.2	50.0	50.0	66.3
Internal friction angle(degree)	8	49.5	40	50	38

* Internal friction angle at Samrangjin is tensile strength

참고로 Table 8에 제시된 값들을 실내시험 실험에서 얻어진 최대값과의 비율로 표시하면 Table 9와 같다. 공동 굴착 후 보강재로 사용된 록볼트 및 슛크리트의 탄성계수 및 포와송비는 각각 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $1.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, 0.3, 0.17이다. 또한 초기지압 측정결과 얻어진 Table 6의 값 즉 연직응력의 크기, 최대주응력의 크기와 작용방향, 연직응력 성분에 대한 평균 수직응력 성분의 비(K)등은 그대로 이용하였다.

Table 9. Input parameters ratio to intact property of powerhouse caverns in Korea.

powerhouse Items	Muju	Sanchung	Yangyang	Chungsong
Elasticity (kgf/cm^2)	0.156	0.236	0.550	0.303
Cohesion (kgf/cm^2)	0.121	0.179	0.221	0.185
Internal friction angle(degree)	0.868	0.606	0.769	0.600

4.3 사용 소프트웨어의 특성

수치해석적 방법으로는 유한요소법과 유한차분법, 경계요소법 및 개별요소법등이 있는데 국내 지하 양수발전소 지하공동의 안정성 검토는 유한요소법 또는 유한요소법과 경계요소법이 혼합된 소프트웨어를 사용하였다.

삼랑진 양수발전소의 안정성 해석은 유한요소법을 사용하였다. 이 소프트웨어의 특징은 지하공동 굴착시 발생하는 변위를 시간의 경과에 따라 점탄성(viscoelasticity) 해석을 한 것이다. 이 계산을 위해 시공 초기 단계에서 현지반에 대한 평판재하시험을 통하여 크립계수도 구하였다.

무주와 산청 양수발전소는 유한요소법과 경계요소법이 혼합된 것을 사용하였다. 즉 지하공동 주변은 유한요소망을 구성하고 공동 굴착에 따른 영향이 적을 것으로 예상되는 공동으로부터 거리가 먼 부분은 경계요소법을 적용함으로써 유한요소법만을 적용할 경우 발생하는 요소의 증가를 피하도록 하였다. 따라서 유한요소의 개수가 감소함에 따라 사용자의 작업량이 줄어들고, 계산에 소요되는 시간이 감소하는 이점이 있다.

반면에 양양과 청송 양수발전소는 국내에서 개발된 유한요소법 소프트웨어를 사용하였다. 특히 양양과 청송 양수발전소의 안정성 검토가 이루어진 1990년대 이후에는 컴퓨터 하드웨어가 발달되어 연산속도가 크게 향상 되었을 뿐만 아니라 그래픽 기능도 발전되어 요소망의 생성을 대화식으로 처리하는 사용자의 편리성이 크게 개선되었다.

5. 해석결과

지하공동의 높이가 최대 56 m이기 때문에 작업의 효율성과 안전성 확보를 위해 아치부로부터 대체로 10 m 내외의 높이를 한 단계로 하여, 몇 단계로 나누어 굴착 및 보강을 반복하면서 하향 굴착을 하게 된다. 이 때 각 굴착 단계별로 발생하는 변위, 응력분포, 이완영역과 보강재로 사용된 록볼트와 슛크리트의 보강효과를 검토하게 된다. 안정성 해석 결과 얻어진 자료중에서 가장 중요하다고 판단되는 항목만을 요약하면 Table 10과 같다.

Table 10에서 보면 천단침하의 경우 양양 양수발전소에서 약 9.9 mm로 최대값을 보인다. 그 주된 이유는 양양 양수발전소는 심도가 깊어 암반내 초기수평응력이 다른 지역의 값보다 크게 작용하기 때문이다. 대부분의 양수발전소에서 암반내 초기 수평응력이 초기 연직응력보다 크게 작용하기 때문에 지하공동의 천단침하는 아치부를 굴착할 때 최대값을 나타내다가 하부벤치를 굴착

Table 10. Results of stability analysis for pumped powerhouse caverns in Korea.

powerhouse Items	Samrangjin	Miju	Sanchung	Yangyang	Chungsong
	Arch settlement (mm)	8.4	8.7	5.1	9.9
convergence (mm)	28.0	19.0	54.4	55.0	50.0
Relaxed zone depth(m)	6.0	1.5	3.0	9.3	2.0
Rockbolt axial force(ton)	?	?	9	6.6	4.3
Shotcrete stress (kg/cm ²)	?	?	?	70	111

하면 감소하는 경향을 보인다. 최근에 시공중인 청송 양수의 예를 들면 천단침하가 아치부를 굴착할 때 약 4 mm이나 하부벤치를 굴착하여 지하공동의 형상이 상하로 길어져 공동 측벽이 높아지면 천단침하가 줄어들어 최종 굴착후에는 약 1 mm로 감소한다. 다음으로 지하공동 양 측벽사이의 거리변화를 보이는 내공변위를 보면 무주 양수발전소를 제외하고는 50~55 m의 범위에 있다. 이와 같은 현상은 암반내 초기 수평응력이 초기 연직응력보다 크고, 지하공동의 높이가 너비보다 길며, 직선으로 이루어진 공동의 형상으로 인하여 아치부의 천단 침하보다 측벽사이의 내공변위가 현저하게 큰 값을 보였다.

지하공동 주변 암반에서 이완영역의 깊이는 양양을 제외하고는 대체로 1.5~3.0 m로서 보강한 록볼트 길이의 1/3이하이다. 대부분의 양수발전소에서 이완영역의 결정은 Mohr-Coulomb의 파괴조건식을 기준했던 점에 비하여 양양 양수발전소는 임계 전단변형율을 적용하였기 때문이다. 이 방법은 지하공동 주변의 암반내에 발생하는 전단변형율이 실험실 실험에서 구한 변형율보다 크게 되면 이완영역으로 간주하는 것이다. 임계 전단변형율은 암반의 파괴와 실험실 시편의 파괴현상이 거의 비슷한 것으로 보고되고 있어 이를 원용한 것이다.

삼랑진 양수 발전소의 이완영역이 약 6 m로 추정되었으나 해석보고서를 입수하지 못하여 그 원인의 분석 평가가 어려웠다. 양양 지하양수발전소 지하공동의 경우에는 초기응력의 크기가 다른 양수발전소보다 크기 때문에 이완영역도 크게 발생하였다.

이외에도 양양 양수발전소의 이완깊이를 결정할 때 안전율을 3으로 가정하고 임계 전단변형율의 약 30%에 도달할 때를 이완깊이로 간주하였기 때문이다. 따라서

양양 양수의 이완깊이를 다른 양수발전소와 같이 완전 파괴된 깊이로 추정한다면 약 3.1 m가 되어 산청 양수발전소와 비슷한 이완깊이가 된다. 한편 이완깊이 3 m 인데 비하여 암반내에 분포된 절리의 경사가 거의 수직이고, 지하공동의 측벽 높이가 길며, 수평방향의 변위가 크게 발생한 점을 고려하여 록볼트의 길이는 10~15 m로 결정하고 이를 시공한 것이다.

이상의 보강조건에서 록볼트에 발생하는 최대축력은 약 4.3~9.0톤, 슐크리트에 발생하는 응력은 최대 약 70~110 kgf/cm²로 추정된다.

6. 결 론

1973년 청평에 국내 최초로 지하 양수발전소가 건립되기 시작한 이래 삼랑진, 무주, 산청, 양양, 청송에 위치한 6개 지하 양수발전소가 건설되었거나 건설중이다. 따라서 조사, 설계 및 시공과정에서 주요한 사항들을 검토하였는데 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 국내 양수발전소 지하공동의 역학적 안정성 해석 방법 중 사용소프트웨어의 특성에 따른 비교 결과 삼랑진 지하양수 발전소의 경우 암반의 점성을 고려한 유한요소법으로 해석하였고 이후 무주와 산청 지하 양수발전소의 경우 유한요소법과 경계요소법이 결합된 소프트웨어를 사용하였다. 가장 최근의 지하양수 발전소인 양양과 청송지하양수 발전소의 경우에는 다시 탄성성 유한요소법을 이용하였다. 지하 양수발전소의 건설이 증가됨에 따라 지하공동의 너비와 높이가 점차 확대되는 경향이다. 즉 청평의 경우 22.5×46 m인데 비하여 청송은 26.5×55.7 m이다.
2. 지하 양수발전소의 건설에서 주 보강재가 콘크리트 복공과 록볼트에서 록볼트로 대체되고 있으며 이로 인해 공동의 단면형상도 버섯형태에서 마제형, 탄두형으로 바뀌었다.
3. 청평 양수를 제외한 5곳에서 암반 내 초기응력을 측정하고 이를 안정성 해석에 활용하였다. 특히 연직응력에 대한 초기 수평응력의 비는 양양 양수발전소를 제외하고는 그 범위가 대체로 1.07~1.32로서 수평응력이 연직응력보다 약간 큰 상태임을 보인다.
4. 안정성 해석을 위한 중요한 입력변수로는 탄성계수, 점착력, 내부마찰각등을 들 수 있다. 현지 암반의 탄성계수는 실험실 값의 0.156~0.55이며 점착력은 0.12~0.22배, 내부마찰각은 0.6~0.87배이다.
5. 지하 양수 발전소의 지하공동 안정성을 수치해석적으로 검토한 결과 아직 천단에서 하향의 변위는 약

4~9.9 mm이었고 측벽의 변위는 약 9.5~22.5 mm 이었다. 아치부의 변위에 비하여 측벽의 변위가 현저하게 큰 것은 지하공동의 높이가 폭에 비하여 크고 초기수평응력이 연직응력에 비하여 크기 때문이다. 지하공동 주변의 이완깊이는 약 1.5~9.3 m이었고 이를 고려하여 록볼트 길이를 약 10~15 m로 설계 및 시공한 경우 록볼트에 발생하는 축력은 약 4.3~9.0 t 이다.

이 논문은 국내 양수발전소 지하공동에 대한 역학적 안정성 자료를 분석하여 해석의 접근 방법과 그 결과를 비교한 것이다. 이 중 저자가 직접 수행한 항목은 분석과 평가가 비교적 용이하였으나 일부자료는 입수가 불가능하거나 불충분한 것이 있었다. 그러나 이 기회를 통하여 학술적인 정리가 필요한 것으로 판단되어 어려운 작업을 시작한 것이므로 미확인 사항은 다음 기회로 미룰 수밖에 없는 것을 아쉽게 생각한다.

또한 안정성 해석결과를 제고하기 위해서는 삼랑진 양수발전소에서 실시한 바와 같이 원위치 전단시험 등 현지반을 대상으로 한 여러가지 실험이 병행하여 실시되길 바란다.

감사의 글

“이 논문은 2001년도 강원대학교 연구년 교수 연구비에 의하여 연구되었음”에 대하여 감사드립니다.

참고문헌

1. 한국전력주식회사. 1981, 청평 양수발전소 건설지.
2. 한국전력주식회사. 1986, 삼랑진 양수발전소 건설지.
3. 한국전력주식회사. 1995, 무주 양수발전소 건설지.
4. 한국전력주식회사. 2002, 산청 양수발전소 건설지.
5. 한국전력주식회사. 1998, 12, 양양 양수발전소 1-4호기 설계기술용역 지하공동 현지반 시험 및 FEM 해석.
6. 한국전력주식회사. 2002, 2, 청송 양수발전소 1, 2호기 설계기술용역 지하발전소 현지반 시험보고서.
7. Korea Electric Company, 1981, Samrangjin pumped storage power project Design of Underground Powerhouse Cavern.
8. Korea Power Engineering Co, Ltd, 1991, Muju pumed storage power project, Review Report of Underground Powerhouse Design.
9. 이정인, 임한옥., 1981, 삼랑진 양수발전소 현지 암반의 응력측정에 관한 연구, 서울대학교 공과대학 생산기술연구소 보고, 4.1, 1-15.
10. 임한옥, 이정인., 1991, 심도에 따른 암반내 초기응력의 변화와 그 경향성, 터널과 지하공간, 1.1, 91-101.

11. 임한옥, 1991, 무주 양수 발전소 현지 암반내 초기응력 측정에 관한 연구, 터널과 지하공간, 1.2, 218-228.
12. 김치환, 1985, 점탄성암반에 있어 지하공동의 배열간격에 따른 응력분포의 변화, 서울대학교 대학원 석사학위논문
13. 김태열, 1991, 양수발전소의 설계와 시공, 한국자원공학회 춘계학술 발표회 논문집, 54-73.
14. 이정인, 1994, 국내 대규모 지하 저장시설의 건설 기술 현황 및 전망, 94WTO 대응 국제심포지움, 곡물 엘리베이터와 농수축산물 지하 암반 저장시설, 199-221.
15. Han - Uk Lim, and Chang-In Lee., 1995, Fifteen years Experience on Rock Stress Measurements in South Korea ; Intn'l Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth., 7-12, Tokyo, Japan.
16. 강추원, 임한옥, 김치환., 2001, Barton - Bandis 절리모델에 의한 지하 대공동 압주의 변형 특성연구, 터널과지하공간, 11.2, 109-119.



임한옥

1966년 서울대학교 공과대학 자원공학과
공학사
1980년 서울대학교 대학원 자원공학과
공학석사
1985년 서울대학교 대학원 자원공학과
공학박사
1996-1998년 강원대학교 공대학장 겸 동
산업대학원 원장
Tel: 033-250-6253
E-mail: hulim@cc.kangwon.ac.kr
현재 강원대 지구환경공학부 교수



김치환

1983년 서울대학교 공과대학 자원공학과
공학사
1985년 서울대학교 대학원 자원공학과
공학석사
1990년 서울대학교 대학원 자원공학과
공학박사
Tel: 062-290-1468
E-mail: kimcheen@korea.com
현재 우석대학교 토목공학과 조교수