

과지압 하에 있는 대규모 지하공동의 지보 시스템에 관한 연구

박연준^{1)*}, 유광호¹⁾, 최영태²⁾, 김재용³⁾

A Study on the Support System of Large Caverns Under High Initial Stress

Yeonjun Park, Kwangho You, Young Tae Choi and Jai Yong Kim

Abstract A numerical stability analysis was conducted on the large oil storage caverns excavated in a rock mass under high initial horizontal stress. The behaviors of the surrounding rock mass, rockbolts, and shotcrete were analyzed and stability of the support members were assessed. For a proper support system design, the effect of the modelling technique, cavern shape and rockbolt length on the stability of the cavern was investigated. Results show that installation timing of supports and the change in cavern shape due to step-wise excavation affect the stress induced in support members. Also found was desperate need for a numerical technique which can properly reflect the behavior of the steel fiber reinforced shotcrete.

KeyWords SFRS, Stability, Cavern, Excavation, Load distribution factor

초 록 본 연구에서는 측압이 매우 큰 암반에 대규모 유류저장공동을 병렬로 굴착할 경우, 공동 및 지보재의 역학적 안정성을 평가하였다. 수치해석적인 방법을 동원하여 공동 주변 암반의 거동을 분석하고, 주된 지보재인 rockbolt와 슛크리트의 역할을 분석하였으며, 각 지보재의 안정성을 평가하였다. 적절한 지보시스템 구축을 위하여 지보재 모델링 기법, 공동 단면 형상, 지보재의 규격 등이 공동의 안정성에 미치는 영향을 파악하였다. 해석 결과 지보재의 타설시기와 단단계 굴착에 따른 공동 형상의 변화가 지보재에 발생하는 응력에 큰 영향이 있음을 알 수 있었으며, 강섬유보강 슛크리트의 변형 및 파괴 특성을 고려한 해석기법 개발의 필요성을 확인하였다.

핵심어 강섬유보강 슛크리트, 안정성, 공동, 굴착, 하중분배계수

1. 서 론

사회 기반 시설의 확충, 물자의 안정적 수급, 에너지 자원의 안정적인 공급 등의 목적으로 지하철, 고속 도로 및 철도 터널, 유류 및 농수산물 저장 시설, 양수발전소, 방사성 폐기물 처분 시설 등의 지하 공간 건설이 꾸준히 증가하고 있다.

도로 및 철도 터널에 비하여 단면의 크기가 큰 대규모 지하공동을 안정적으로 굴착하고 유지하기 위해서는 암반조건, 초기지압의 방향과 크기, 공동의 모양 및 배열을 종합적으로 고려한 굴착 및 지보 설계가 필수적이다.

본 연구에서는 초기 지압의 수평 성분이 연직 성분의

3배에 가까운 과지압 조건하에 폭 18 m, 높이 30 m에 달하는 대규모 유류저장공동을 병렬로 굴착할 경우, 공동 및 지보재의 역학적 안정성을 평가하였다.

이를 위하여 수치해석적인 방법을 동원하여 공동 주변 암반의 거동을 분석하고, 주된 지보재인 rockbolt와 슛크리트의 역할을 분석하였으며, 각 지보재의 안정성을 평가하였다. 또한 적절한 지보시스템 구축을 위하여 지보재 모델링 기법, 공동 단면 형상, 지보재의 규격 등이 공동의 안정성에 미치는 영향을 파악하였다.

2. 대상암반의 공학적 특성

대상 암반은 용결응회암과 안산암질 응회암으로 구성되어 있으며, N60~70E, N20~30W, EW, N30E 방향의 구조선이 발달되어 있다. 시추조사공 중 2개 공에서 실시한 수압파쇄시험 결과 최대 주응력 방향은 N67E와 N53E으로 각각 측정되었다. N67E방향의 측압계수는 0.85로 공동의 안정성에 유리한 값이나, N53E방향에서의 측압계수는 2.95로 측정되어 공동의

¹⁾ 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수

²⁾ 정회원, 수원대학교 토목공학과 박사과정, SK건설 상무이사

³⁾ 정회원, 지오그림이엔지 기사

*교신저자(Corresponding Author): yjpark@mail.suwon.ac.kr

접수일: 2004년 3월 22일

심사 완료일: 2004년 4월 9일

Table 1. Rock mass class and its proportion by drill core

Rock mass class	Q value	% in Total length	% at Cavern Area
I (very good)	over 40	46%	37%
II (good)	10~40	24%	21%
III (fair)	4~10	13%	10%
IV (poor)	0.4~4	10%	16%
V (very poor)	below 0.4	7%	16%

안정성에 지대한 영향을 줄 것으로 판단되었다(○○ 건설, 2002). 이 결과는 지하터널 내에서 overcoring법에 의한 3차원 지압 측정으로 재차 확인되었다(Song 외, 2003).

부지의 사용성과 지하수의 흐름 및 초기지압의 방향을 고려하여 공동의 축 방향은 N70W로 결정하였다. 이 경우, 공동의 축방향에 수직인 방향으로의 축압계수는 2.60으로 환산된다.

시추조사에 의한 암반 분류 결과는 Table 1에 나타낸 바와 같이 70% 이상의 암반이 II등급 이상이며 17%만이 IV등급 이하이다. 또한 지하 유류 저장 공동이 위치하는 심도의 암반 등급은 58%가 II등급이상에 해당되며 32%가 IV등급 이하로 분석되었다. 시추조사 결과만을 볼 때는 비교적 양호한 암반으로 판단되므로 지하 유류 저장시설 입지로는 적합할 것으로 판단되었다(○○건설, 1999).

3. 슛크리트의 파괴기준

본 연구에 사용된 지반해석용 S/W인 FLAC^{2D} version 3.3은 지반 및 지보재의 거동을 해석하는데 있어 타 S/W에 비해 상대적으로 장점이 많으나 슛크리트는 탄성체로 간주함으로 인하여, 슛크리트 부재의 파괴 여부는 해석 종료 후에 별도로 판단하여야 하는 번거로움이 있다.

스�크리트의 허용응력은 콘크리트와 동일하므로 슛크리트의 파괴 여부를 판단하기 위해서 콘크리트에 적용되는 허용응력설계법을 적용하였다.

허용응력설계법은 부재 단면의 중립축에서 거리에 따라 응력이 선형적으로 변화하는 것으로 가정한 탄성이론에 기초한 탄성설계법이다. 이 설계법에서 설계하중은 구조물에 작용하는 실제하중, 즉 사용하중을 예측하여 정한다. 설계기준에서 콘크리트의 허용휨압축응력 f_{ca} 는 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck} 의 40%이다. 허용휨압축응력(σ_{ca})과 허용휨인장응력(σ_{ta})은 설계기준강도를 f_{ck} 라 하면 다음 식으로 구해질 수 있다(한국콘크

리트학회, 2000).

$$\text{압축연단에서의 허용압축응력: } \sigma_{ca} \leq 0.4 f_{ck} \quad (1)$$

$$\text{인장연단에서의 허용인장응력: } \sigma_{ta} \leq 0.42 \sqrt{f_{ck}} \quad (2)$$

여기서, 설계기준강도 f_{ck} 는 일반적으로 재령 28일의 압축강도를 기준으로 한다. 해석과정에서 슛크리트 요소의 최대압축응력이 허용압축응력을 초과하거나 최대인장응력이 허용인장응력 초과하게 되면 그 슛크리트 요소는 파괴된 것으로 판단할 수 있다.

그런데 이 설계법은 사용하중이 작용할 때 부재가 어떻게 거동하는가에 설계 초점을 맞추었으므로 파괴 시 구조물의 거동과 부재단면이 발휘할 수 있는 극한강도를 예측할 수 없다. 그러므로 사용하중을 초과하여 재하시킬 수 있는 극한하중의 크기를 알 수 없어 실제 확보된 안전 정도를 예측할 수 없다. 따라서 안전에 대한 표현은 콘크리트의 설계기준강도 또는 철근의 항복강도와 허용응력의 비로 나타낸 안전율을 사용한다.

4. 해석시 적용 물성치

현지 지반의 물성을 도출하기 위하여 삼축압축시험, 절리면 전단시험 및 암석의 물리적 특성시험 등과 같은 실내시험을 실시하였으며, 실내 시험결과로부터 암반물성 입력자료를 암반등급별로 정리하면 Table 2와 같다.

Table 3은 암반등급에 따라 슛크리트 타설 두께 및 회수, 그리고 rockbolt 설치 간격이 다르게 적용된 보강 패턴을 보여준다.

해석에 사용된 슛크리트의 탄성계수는 타설 후 양생 정도를 고려하여 soft 슛크리트와 hard 슛크리트로 구분하여 각각 5.2 GPa과 15.63 GPa을 적용하였고, 포아송비는 0.2를 적용하였다. 또한 허용 압축 응력과 허용 인장 응력은 설계기준강도를 210 kgf/cm²로 가정하여, (1) 식과 (2) 식에 의하여 각각 84 kgf/cm²와 6.1 kgf/cm²로 계산하여 적용하였다.

스�크리트의 타설이 한번에 완료 될 경우에는 앞에서

Table 2. Inferred input properties of rock mass

Rock mass class	Young's Modulus (GPa)	Poisson's ratio	Bulk modulus (GPa)	Shear modulus (GPa)	Cohesion (MPa)	Friction angle (deg.)	Tension cut-off (MPa)	Density (kg/m ³)	K_0
III	21.54	0.26	14.96	8.55	8.8	50	4.2	2,628	2.60
IV	15.9	0.26	11.04	6.31	7.5	45	3.6	2,628	
V	7.4	0.26	5.14	2.94	4.4	40	2.1	2,628	

Table 3. Applied support patterns for different rock classes

Rock mass class		III	IV	V	Remarks
Shotcrete	thickness	1st	6cm	6cm	
		2nd	6cm	6cm	
		3rd	-	6cm	
Rockbolt	Spacing	4m	2.3m	1.8m	longitudinal spacing =transverse spacing
		6m	-	1.8m	
		9m	-	1.8m	

Table 4. Input parameters for shotcrete

Installation type		Parameters	Class III	Class IV	Class V
Step-wise installation	1st	Thickness (m)	0.06	0.06	0.06
		Young's modulus (GPa)	5.20	5.20	5.20
		Moment of inertia (m ⁴)	1.80E-5	1.80E-5	1.80E-5
	2nd	Thickness (m)	0.12	0.12	0.12
		Young's modulus (GPa)	10.42	10.42	10.42
		Moment of inertia (m ⁴)	1.44E-4	1.44E-4	1.44E-4
	3rd	Thickness (m)	-	0.18	0.24
		Young's modulus (GPa)	-	12.15	10.40
		Moment of inertia (m ⁴)	-	4.86E-4	1.15E-3
Simultaneous installation	Thickness (m)		0.12	0.18	0.24
	Young's modulus (GPa)		15.63	15.63	15.63
	Moment of inertia (m ⁴)		1.44E-4	4.86E-4	1.15E-3

설명한 바와 같이 양생 정도를 고려하여 soft와 hard의 2가지로 구분하면 되지만, 2차나 3차로 나누어 타설될 경우에는 기 타설된 슛크리트와 새롭게 타설되는 슛크리트의 탄성계수가 다르기 때문에 서로 다른 탄성계수를 갖는 2개의 부재가 접합된 상태가 된다.

이러한 복합체의 탄성 계수는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$E_{comp} = \frac{\sum E_i t_i}{\sum t_i} \quad (3)$$

여기서 E_{comp} 는 복합체의 겹보기 탄성계수이며, E_i 와 t_i 는 i 번째 슛크리트 층의 탄성계수와 두께이다.

Table 4에는 이러한 방법으로 계산된 슛크리트 복합체의 겹보기 탄성계수를 각 타설 단계마다 구하여 나타낸 것이다.

Table 5는 해석에 사용된 rockbolt의 물성을 나타낸 것이다. rockbolt의 설치 종간격은 Table 3에 나타난 바와 같이 암반등급에 따라 다른데, 평면 변형을 조건의 2차원 해석은 종간격을 단위 길이인 1 m로 가정하므로 rockbolt의 탄성계수(E), 접합강성(kbond, bond stiffness),

Table 5. Properties of rockbolt

Type	Diameter (mm)	Length (m)	Bonding type	Drilling diameter (mm)	Pull out resisting force (ton)	Young's modulus (GPa)
SD 40	25	4, 6, 9	Fully grouted	38	10	210

접합강도(sbond, bond strength), 압축항복강도(Y_c , compressive yield strength), 인장항복강도(Y_t , tensile yield strength) 값을 설치 종간격으로 나누어 적용하였다.

5. 해석 방법 및 해석 과정

해석 영역은 경계효과를 최소화할 수 있도록 충분히 크게 하여야 한다. 타원형 공동에 대한 탄성학적 해석 결과를 살펴보면, 공동의 높이는 해석 영역의 좌우 폭에, 공동의 폭은 해석 영역의 수직적인 크기에 영향을 준다. 또한 2개의 인접한 원형 공동에 대한 해석결과에서 공동의 간격이 공동의 폭의 10배 이격된 경우에는 인접 공동의 영향이 없었다.

이러한 사실에 근거하여 해석 대상 영역을 그림 1과 같이 선정하였다. 좌우 경계는 각각 공동의 벽면에서 공동의 높이의 5배 이상 멀게 하였으며, 하부 경계는 공동의 심도와 유사하게 공동 폭의 약 10배 정도로 하였다.

요소망의 크기는 가로와 세로 모두 1 m를 기준으로 하되, 해석의 정확도를 제고하기 위해 공동부근의 요소는 더 조밀하게 하고, 공동에서 먼 부분은 요소의 크기를 크게하여 정확성과 효율성을 모두 만족할 수 있도록 하였다. 이렇게 작성된 요소망은 총 66,300개(260×

255)의 요소로 구성되었다.

해석에 사용된 소프트웨어는 Itasca Consulting Group에서 개발된 FLAC^{2D} ver 3.3이며, 좌우 경계는 수평변위를 구속하고 하부 경계는 연직변위를 구속하였다.

지하공동의 굴착은 각각의 공동이 4단계로 굴착되며 좌우 공동의 굴착은 거의 동시에 진행되지만 다소의 시간차를 두고 진행되므로, 해석은 그림 2에 도시한 바와 같이 총 8단계의 굴착이 이루어지는 것으로 하였다.

막장 전진에 따른 중방향 아칭 효과와 지보재의 설치 시기에 따른 하중 분담을 현실적으로 고려하기 위하여 응력 해방율을 Table 6에 나타난 바와 같이 결정하여 각 단계 굴착 시 적용하였다. 3등급 암반의 경우, 막장의 굴착이 완료되면 60%의 굴착상당력이 해방되며, 막장이 전진하고 1차 슛크리트가 시공되면 막장의 전진에 따라 중방향 아칭효과가 감소하므로 20%의 굴착상

Table 6. Applied stress relaxation factors

Rock mass class III	
• Step 1 : Face excavation	: 60%
• Step 2 : First shotcrete installation	: 80%
• Step 3 : Rockbolt installation	: 90%
• Step 4 : Second shotcrete installation	: 100%
Rock mass class IV & V	
• Step 1 : Face excavation	: 60%
• Step 2 : First shotcrete installation	: 80%
• Step 3 : Second shotcrete & Rockbolt installation	: 90%
• Step 4 : Third shotcrete installation	: 100%

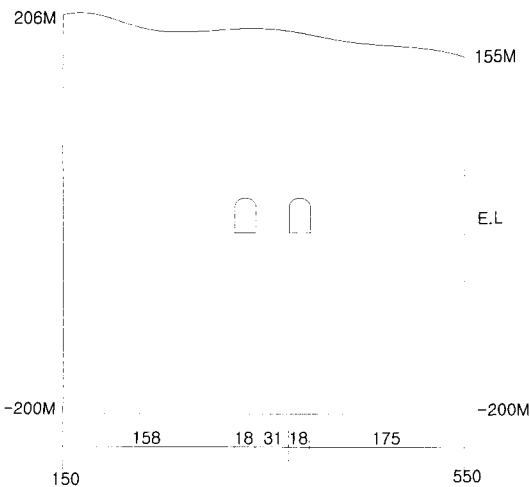


Fig. 1. Model Geometry

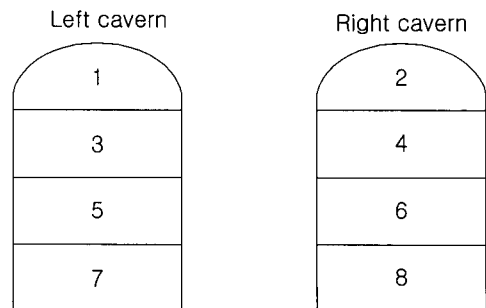


Fig. 2. Excavation Sequence

당력이 추가로 해방되게 된다. 다시 막장이 전진하고 rockbolt가 시공되면 다시 10%의 굴착상당력이 해방된다. 막장이 다시 전진하고 2차 슛크리트가 시공된 시점에서는 이미 막장으로부터의 거리가 충분히 멀어 중방향 아칭 효과가 소멸되었다고 가정하여 모든 굴착 상당력이 해방된다.

6. 해석결과

II등급 이상의 양호한 암반의 경우 기본 설계에 따른 시공상 문제점이 없을것으로 예상되었으나, 3등급 이하의 암반에서는 과도한 측압에 의해 슛크리트의 허용응력을 초과하는 응력의 발생이 예상되었다.

이에 III등급 이하의 암반 조건에 대하여 rockbolt 길이와 공동의 모양, 그리고 슛크리트 모델링 기법을 변화시켜가며 해석을 수행하여 공동 주변 암반 및 지보재의 거동을 살펴보았다.

공동 주변에서의 암반 및 지보재의 거동은 Fig. 1에서 볼 수 있듯이 지표의 표고차에 의해 다소간의 차이는 있으나, 공동 인접부 측으로는 인접 공동에 의한 측압의 shielding 효과에 의해 응력의 집중이 상대적으로 작으며, 우측 공동의 우측과 좌측 공동의 좌측으로는 응력의 집중이 높다. 따라서 본 연구에서는 최후로 굴착이 완료되는 우측 공동을 중심으로 해석 결과를 분석하

였다.

6.1 암반등급과 rockbolt 길이의 영향

기본 설계대로 III등급 암반에 4 m 길이의 rockbolt를 시공한 경우에 대하여 해석을 수행하였다. Fig. 3은 우측 공동에서 단계적으로 굴착이 진행됨에 따라 슛크리트 응력이 증가하는 양상을 도시한 것이다. 이 그림에서 x 축은 우측 공동 내에 타설된 슛크리트를 전개하여 표시한 것이다. 따라서 맨 좌측은 공동의 좌측벽 최하부가 되며 중앙부는 gallery, 맨 우측은 우측벽 최하부가 된다.

y 축은 슛크리트 응력을 나타낸 것인데, 압축응력은 +, 인장 응력은 -의 부호로 표시하였다. 또한 범례에서 "Gallery max."는 gallery부만 굴착한 경우의 최대 슛크리트 응력을, "bench 1 min."은 bench 1까지 굴착한 경우의 최소 슛크리트 응력을 나타낸다. 슛크리트 응력 중 최대 및 최소값의 차이는 전반적으로 매우 적어 슛크리트 응력의 주된 원인은 공동 단면에서의 접선방향 축력에 기인함을 알 수 있다.

Gallery부 굴착 완료 후에는 약 10 kgf/cm^2 내외의 응력만이 작용하나, bench 1, 2, 3가 순차적으로 굴착되면서 gallery부의 슛크리트 응력도 점차 증가함을 볼 수 있다. 굴착이 완료된 시점에서 gallery부 우측 상부에 약 100 kgf/cm^2 정도의 최대 압축 응력이 발생되는데,

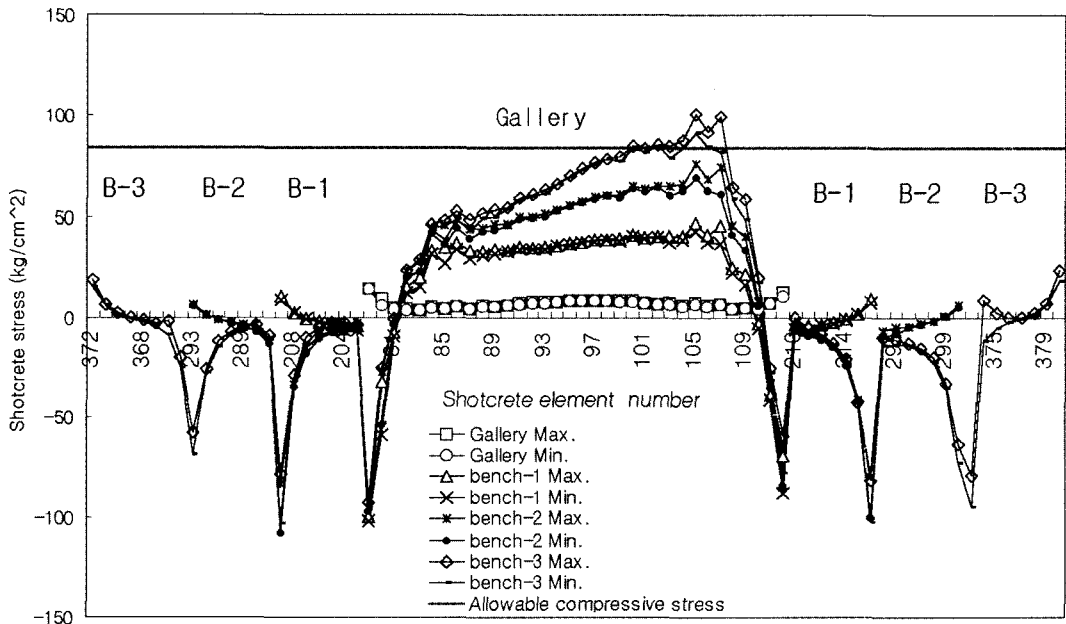


Fig. 3. Shotcrete stress distribution of the right cavern at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class III, rockbolt length 4m

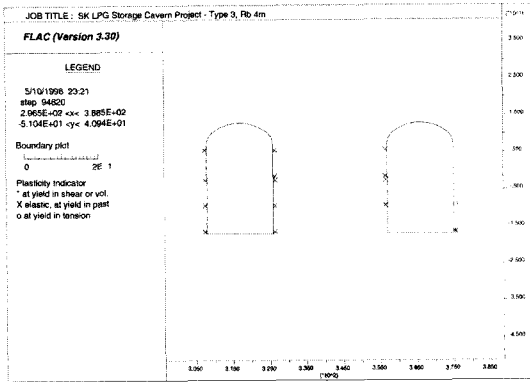


Fig. 4. Plasticity indicator at final stage of step-wise excavation: Rock class III, rockbolt length 4 m

이는 숏크리트의 허용압축응력(84 kgf/cm²)을 초과하는 값이다.

이러한 gallery부 숏크리트응력의 증가는 굴착 단계가 진행됨에 따라 공동의 모양이 과도한 축압에 불리하게 위아래로 길어지기 때문인 것이며, 암반의 탄성적인 거동에 따른 내공 변위로 인하여 숏크리트가 부착된 공동 주변장이 줄어들기 때문이다.

또한 gallery와 bench 1, bench 1과 bench 2, 그리고 bench 2와 bench 3의 경계부에는 매우 큰 값의 인장 응

력이 발생함을 알 수 있는데, 이는 각 단계 굴착 시 굴착 경계에 발생하는 소성 영역(Fig. 4 참조)의 영향과 2차원 해석에 따른 공동 경계부에서의 비현실적으로 급격한 변위장의 변화, 그리고 숏크리트를 완전 탄성체로 가정하여 해석함으로써 발생한 오류 등에 따른 복합적인 영향으로 판단되며, 더욱 중요한 원인에 대해서는 6.3절에서 논하고자 한다.

Fig. 5는 단계적인 굴착이 진행됨에 따라 우측공동에 설치된 rockbolt에서 걸리는 최대 축하중을 도시한 것이다. Fig. 3과 마찬가지로 Fig. 5의 x 축은 공동 주변을 펼쳐놓은 것으로, 가운데가 gallery부이며, 좌우측은 각각 좌측벽과 우측벽에 해당된다.

Gallery부 굴착 후에는 rockbolt 작용하는 하중이 거의 없으나, 숏크리트 응력과 마찬가지로 굴착 단계가 진행됨에 따라 축하중도 증가함을 볼 수 있다. 그러나 공동 주변 암반에 소성영역의 발생이 미미하여 rockbolt에 작용하는 최대 축하중의 값은 1 tonf 정도로 허용 설계하중(10 tonf)에 비하여 매우 작은 값을 알 수 있다.

따라서 공동 주변에 소성영역이 발생하지 않거나, 그 발생 정도가 미약할 경우, rockbolt의 역할은 굴착상당력에 대한 지지보다는 국부적인 암석의 불안정성을 배제하는데 있다고 말할 수 있다.

Fig. 6은 IV등급 암반에 4 m, 6 m, 9 m의 rockbolt를 각각 시공한 경우, 숏크리트 응력의 변화를 살펴본 것

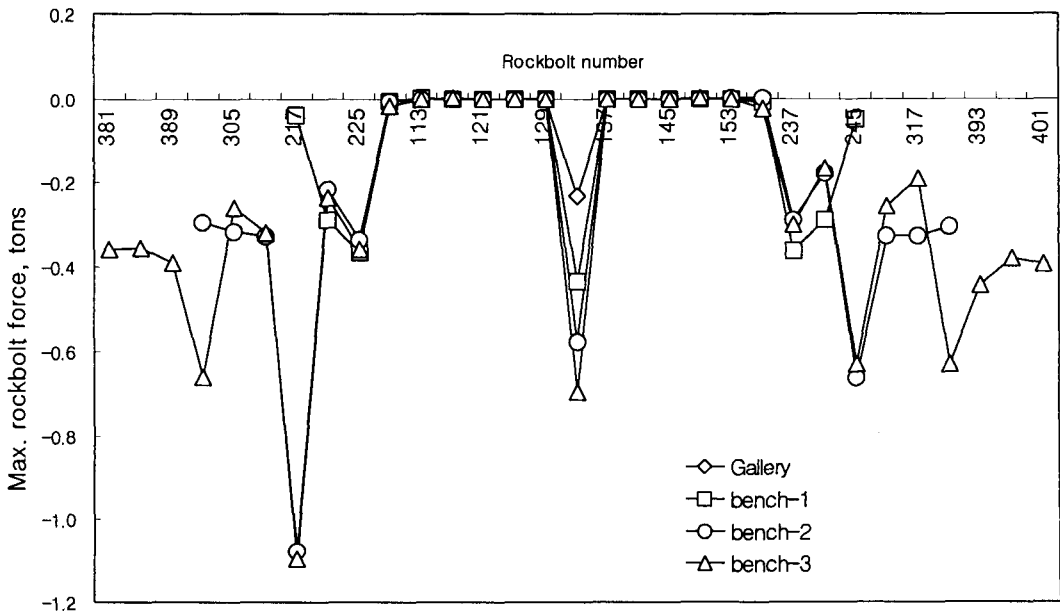


Fig. 5. Maximum rockbolt force distribution of the right cavern at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class III, rockbolt length 4m

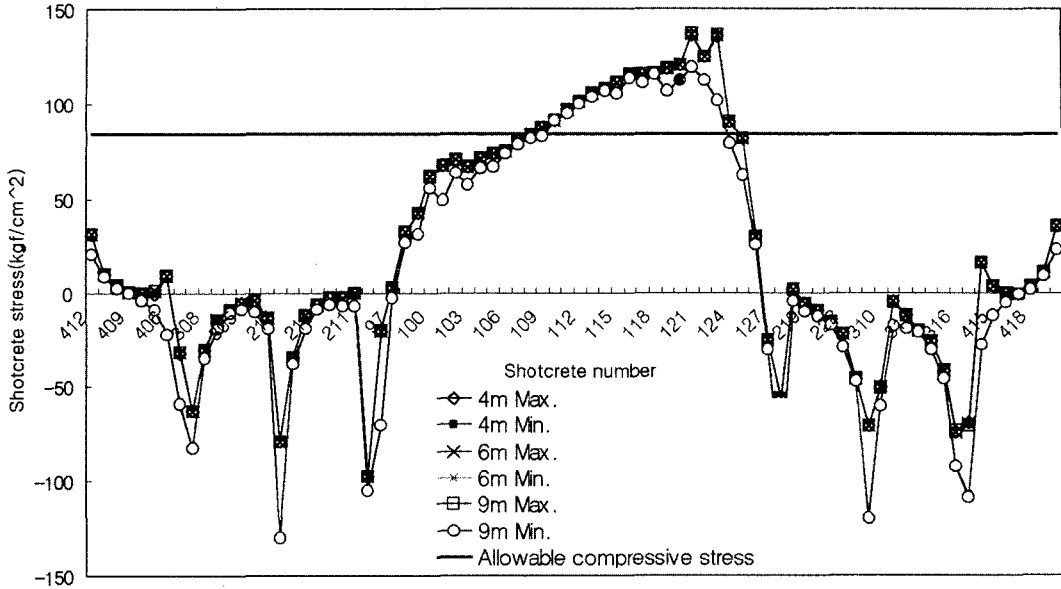


Fig. 6. Shotcrete stress distributions of the right cavern at final stage of step-wise excavation when 3 different lengths(4, 6, 9 m) of rockbolts were employed: rock class IV

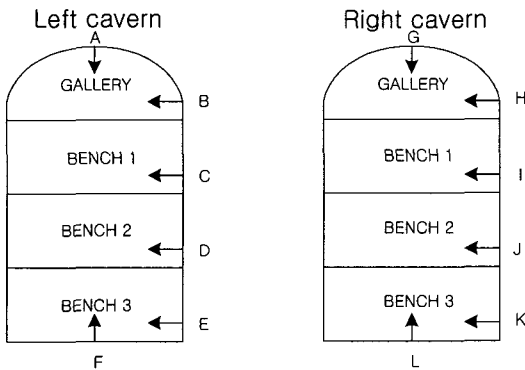


Fig. 7. Locations of displacement monitoring points

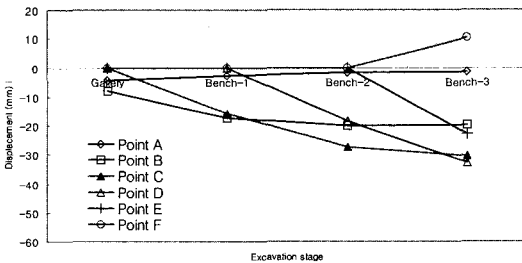


Fig. 8. Displacements of the left cavern at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class V, rockbolt length 6 m

이다. 서로 다른 길이의 rockbolt를 사용하였지만 세 해석 결과는 거의 완벽히 일치하여 rockbolt의 길이를 늘려도 슛크리트 응력을 감소시킬 수 없음을 알 수 있다. 또한 rockbolt의 선단이 소성영역 외부에 고착되기만 하면 rockbolt의 길이가 더 길어진다 해도 별다른 역할을 하지 못함을 다시 한번 확인할 수 있다.

다음에는 천단과 바닥 중앙 및 각 벤치의 중앙부에서의 내공변위를 검토하였다. Fig. 7은 좌·우측 공동에서의 변위 측정점을 나타낸 것이며, Fig. 8과 Fig. 9는 V등급 암반에 대한 해석 결과로부터 이 변위 측정점들에서의 변위가 굴착이 진행됨에 따라 변화하는 양상을 도시한 것이다. 변위의 부호는 x, y의 양의 방향을

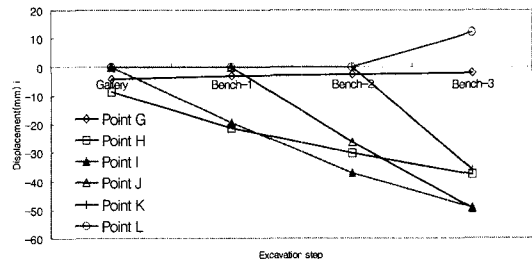


Fig. 9. Displacements of the right cavern at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class V, rockbolt length 6 m

+로 정하여 도시하였다.

굴착이 진행됨에 변위가 증가하지만, 두 공동의 천단 (A점 및 G점)변위는 하부 bench의 굴착이 진행됨에 따라 오히려 감소하고 있음을 알 수 있다. 이는 하부 벤치의 굴착이 진행되면서 공동의 모양이 상하로 길어짐에 따라 아치부의 정점이 공동의 바깥방향으로 변형하는 것으로 이해할 수 있다.

또한 최대 내공 변위는 모두 두 공동의 측벽부인 C, D 및 I, J에서 발생하며, 두 공동의 pillar에 해당하는 B, C, D, E점에서보다 인접공동에 의한 shielding을 받지 못하는 H, I, J, K점에서 변위의 크기가 더 큼을 알 수 있다.

Fig. 10과 Fig. 11은 암반등급 IV와 V일 때 rockbolt 축력의 최대값을 도시한 것이다. 굴착이 진행됨에 따라 rockbolt 축력이 증가함을 보이고 있으며, 특히 bench 1 굴착시 축력의 증가가 현저하다. rockbolt 길이의 영향은 현저하지 않으나 대체로 길이가 길어질수록 축력이 증가하는 양상을 보이고 있다.

최대 rockbolt 축력이 발생하는 위치는 좌우측 벽면

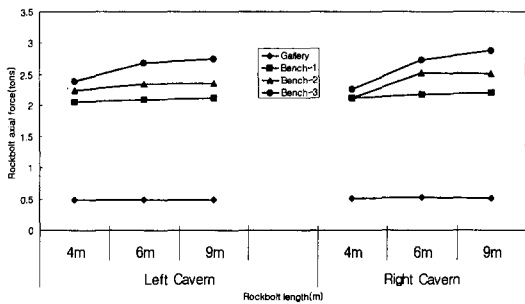


Fig. 10. Maximum rockbolt forces with rockbolt length at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class IV

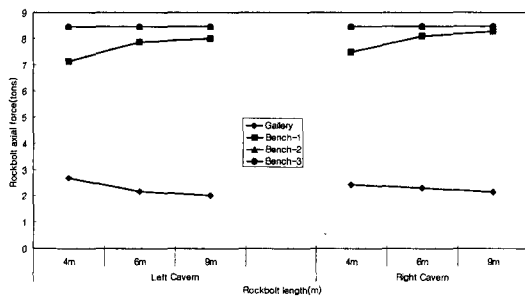


Fig. 11. Maximum rockbolt forces with rockbolt length at each excavation stage in case of step-wise excavation: rock class V

중양부이며, 이 부근의 암반은 인장 응력을 받고 있다. 비록 rockbolt의 길이가 슛크리트 응력이나 공동의 안정성에 미치는 영향이 현저하지는 않으나, 본 해석에 사용된 암반의 인장강도가 다소 큰 값을 감안하면 실제 공동에서는 공동의 높이(30 m)의 약 1/3에 해당하는 10 m 길이의 rockbolt를 사용하는 것이 바람직하며, 이러한 길이는 실제 암반의 인장강도가 본 해석에 사용된 값보다 작다 하더라도 공동 벽면의 안정성을 확보해줄 수 있을 것으로 판단된다.

6.2 모델링 기법의 변경 및 추가 보강

앞서 살펴본 바와 같이 저유 공동 주변 암반은 비교적 양호한 편이어서 공동 굴착 및 보강 후 소성 영역의 깊이는 2 m 미만인 것으로 나타났다. 하지만 crown부의 슛크리트에 과도한 압축응력이 발생하며, 단계별 굴착 시 굴착 경계부 슛크리트에서 비현실적으로 큰 값의 인장응력이 발생하였다.

이 과도한 슛크리트 응력의 원인은 공동 주변의 소성 영역에 기인한 것이 아니라 암반의 탄성적인 변형에 기인한 것으로 추측되어, 무보강 굴착의 경우에 대한 해석을 실시하였다.

Fig. 12와 13은 IV등급 암반에서 무보강 굴착을 실시

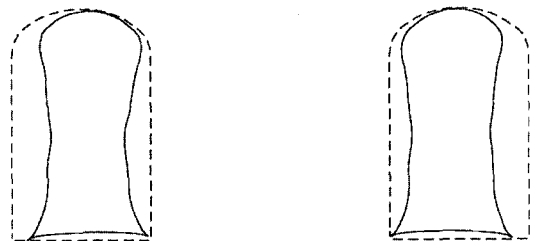


Fig. 12. Original and deformed shape(exaggerated by 200 times) of cavern boundary due to step-wis excavation without support: max. displacement =25.3mm, rock class IV

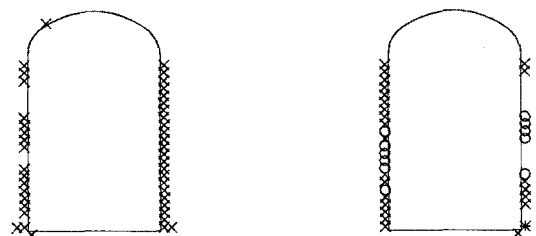


Fig. 13. Plasticity indicators due to step-wis excavation without support: class IV

한 경우에 대한 해석 결과 중 변위와 소성영역을 도시하고 있다. 무보강시 소성영역이 측벽부 전반에 걸쳐 나타나 측벽의 보강이 필요하기는 하나 crown부는 보강이 없이도 유지될 수 있는 것으로 판단되었다.

하지만 저유공동의 굴착 및 운용 시 국부적인 낙반에 따른 인원과 자재의 보호를 위해서도 crown부에 대한 보강은 꼭 필요하므로, 크라운부 슛크리트 응력을 저감시키기 위한 방안이 강구되었다.

슛크리트에 발생하는 과도한 압축응력의 주된 원인은 암반의 탄성적인 변형에 의한 내공변위이므로 이를 저감시키기 위해 20 m 길이의 cable bolt를 crown부에 rockbolt와 동일한 방향으로 7분을 설치하는 경우를 가정하였다.

Cable bolt에 30 ton의 초기인장을 가하였으나, 해석 결과는 조금도 개선되지 않았으며, 오히려 cable bolt

가 설치된 지점의 슛크리트에서 과도한 인장이 발생하였다.

다음에는 슛크리트가 실제로는 3차에 걸쳐 나누어 타설되므로, 1차, 2차 및 3차 슛크리트가 서로 다른 하중을 받고있다는 점에 착안하여 3개 층의 슛크리트를 별도로 모델링하였다. Table 7에 이 두 모델의 차이점을 요약하였다.

Fig. 14는 3개 층의 슛크리트를 별도로 모델링하여 해석한 결과이다. 1, 2, 3차 슛크리트의 타설 시기가 다르므로 3개 층에서의 응력은 동일하지 않으나, 동일한 조건하에서 3개층을 1개층의 복합체로 해석한 결과 (Fig. 6)와 비교해볼 때, 큰 차이를 보이지 않았다. 이는 전술한 바와 같이 gallery부 슛크리트 응력은 공동의 접선방향 축력에 의한 성분이 대부분이기 때문이며, 상대적으로 국부적인 모멘트에 의한 성분이 차지하는 비중

Table 7. Comparison of 1 layer and 3 layer shotcrete model

Model	1 layer model	3 layer model
Stress	Same for 1st, 2nd & 3rd	Different for 1st, 2nd & 3rd
Displacement	Same for 1st, 2nd & 3rd	Same for 1st, 2nd & 3rd
Deformation Modulus	$E_{comp} = \frac{\sum E_i t_i}{\sum t_i}$	Different for 1st, 2nd & 3rd
Problem	Stress may not be the same for 1st, 2nd & 3rd, but calculation are made as if they have the same values	Stresses are different for 1st, 2nd & 3rd, but 2nd moment of inertia is small since each layer behaves individually

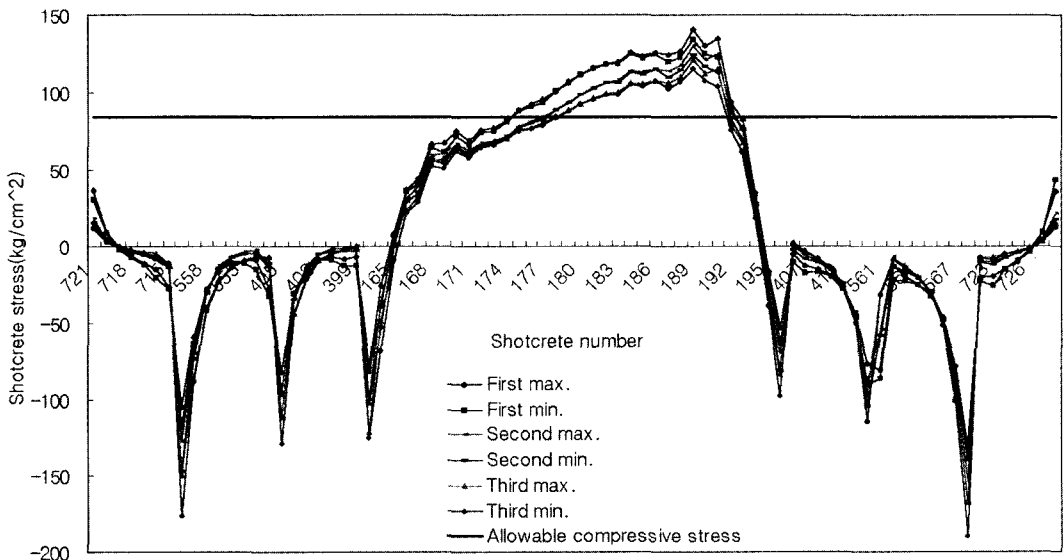


Fig. 14. Shotcrete stress distribution of the right cavern at each excavation stage in case of step-wise excavation: 3-layer shotcrete model, rock class IV, rockbolt length 4m

이 매우 작기 때문이다. 이는 Fig. 14에서 슛크리트 응력의 최대값과 최소값의 차이가 매우 작은 사실에서도 유추가 가능하다.

따라서 지보재의 추가 설치나 슛크리트 모델링 기법을 변경하는 것으로는 gallery부에 발생하는 과도한 압축응력을 저감시킬 수 없음을 알 수 있었다.

6.3 공동 형상 변경

Gallery부 슛크리트에 발생하는 과도한 압축응력과 공동 벽면에 발생하는 인장응력을 저감시킬 수 있는 방안으로 공동 단면 형상을 변경하는 방법이 있다. 현재 공사중인 유류저장공동의 단면 형상을 바꿀수는 없겠으나, 향후 유사한 지압조건 하에 구축될 대규모 공동에 대해 적용할 수 있을 것으로 판단되어, 공동 벽면을 수직이 아닌 일정한 곡률을 가진 곡선으로 하여 해석을 수행하였다.

벽면의 곡률반경을 40 m, 50 m, 60 m, 70 m 및 90 m로 변화시켜가며, 전단면 및 단계별 굴착의 경우로 나누어 해석을 실시하였다. 이 때 축압계수는 3.0, 암반등급은 IV, rockbolt 길이는 6 m로 하였다.

Fig. 15는 측벽부의 곡률반경을 90 m로 곡선화하여 전단면 굴착한 경우를 해석한 결과를 도시한 것이다. Gallery부 슛크리트에 발생한 최대 압축 응력은 52.10

kgf/cm²로 허용압축응력 이내이며, 우측 벽면 중앙에서 발생한 최대 인장응력도 -5.2 kgf/cm²로 허용인장응력 이내의 값이다.

Table 8은 측벽의 곡률반경을 달리하면서 해석한 결과를 요약한 것이다. 곡률반경이 커질수록 gallery부 슛크리트에 발생하는 압축 응력은 오히려 감소하는 것으로 나타났으며, 측벽부 슛크리트에 발생하는 인장 응력은 조금씩 증가하는 것으로 나타났다.

즉 측벽에 곡률을 주는 것은 측벽부 슛크리트의 인장 응력 발생 억제에는 도움이되지만, gallery부 슛크리트에 작용하는 압축 응력의 저감에는 도움이 되지 못함을 알 수 있다.

동일한 geometry를 가진 모델을 단계별로 굴착한 결과 Fig. 16에서 볼 수 있듯이 gallery부 슛크리트에 발생한 최대 압축 응력은 150 kgf/cm²을 상회하며, 우측 벽면 중앙에서 발생한 최대 인장응력도 -200 kgf/cm²를 초과하는 등 기존의 공동형상에 비하여 나아진 점이 없었다.

이는 단계별 굴착에 의한 내공변위의 증가때문이기도 하지만 무엇보다도 gallery 하부 bench에서의 슛크리트 타설시기의 차이에 기인한 것으로 판단된다. 전단면 굴착 시에는 과도한 측압에 불리한 형상의 공동이 슛크리트 타설 이전에 60%의 굴착상당력에 대응하는 양만큼

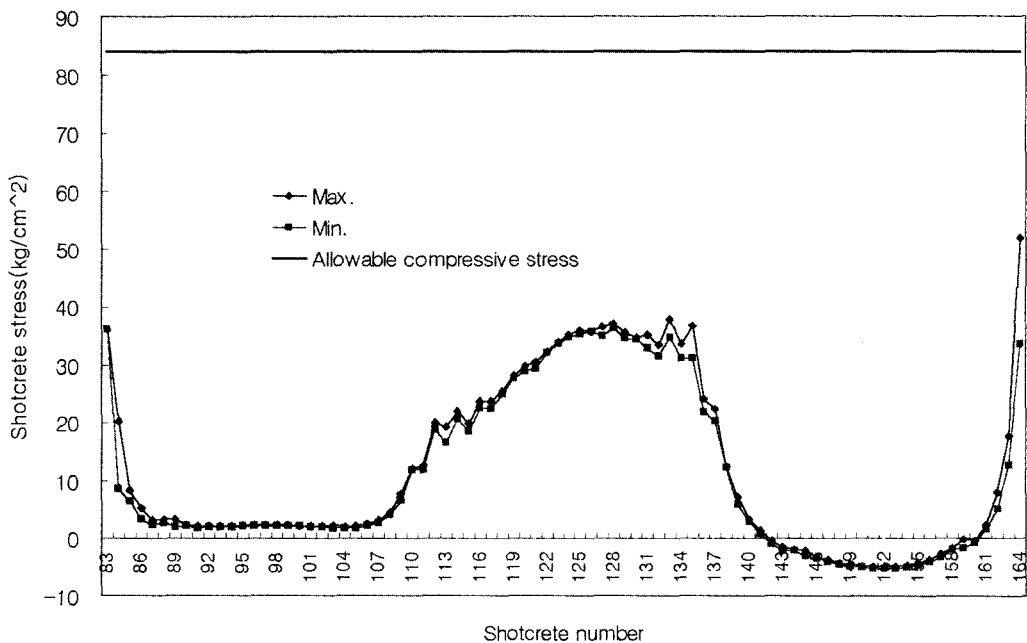


Fig. 15. Shotcrete stress distribution of the right cavern in case of full face excavation: radius of curvature of the side wall 90m, rock class IV, rockbolt length 6m

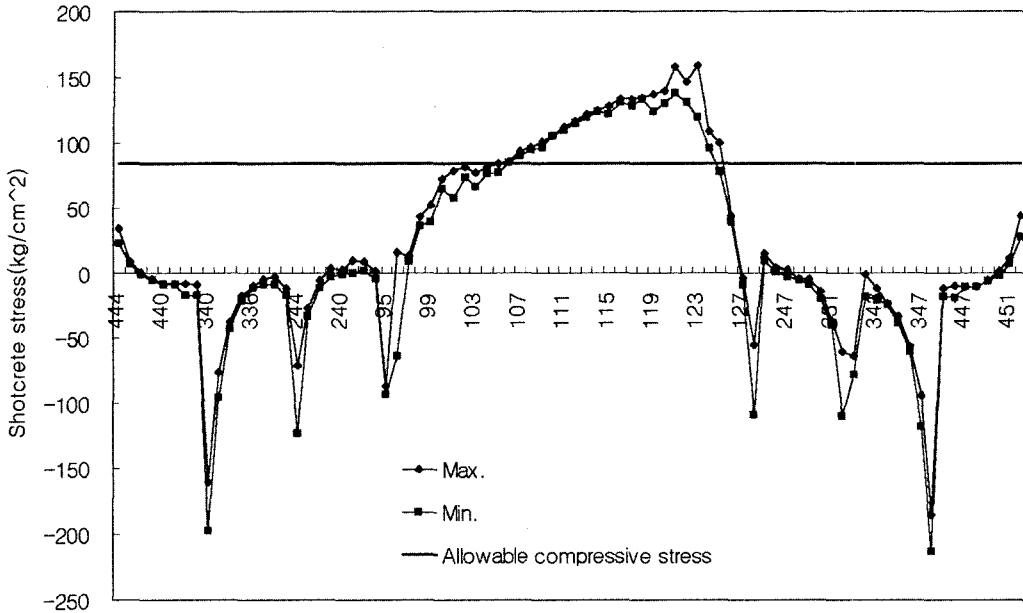


Fig. 16. Shotcrete stress distribution of the right cavern in case of step-wise excavation: radius of curvature of the side wall 90 m, rock class IV, rockbolt length 6 m

Table 8. Maximum and minimum stress for different radius of curvature of the side wall

Radius of curvature of the side wall	Maximum stress at gallery (kgf/cm ²)	Minimum stress at side wall (kgf/cm ²)
40m	71.67	-3.82
50m	61.00	-4.32
60m	58.77	-4.67
70m	56.05	-4.86
90m	52.10	-5.20
∞	47.60	-6.24

변형을 하게되며, 슛크리트 타설 이후에는 40%만의 굴착상당력에 대응하는 변형만이 발생하게된다.

단계별 굴착시에는 gallery 굴착 후에 gallery부에만 슛크리트가 타설되는데, 이 때에는 공동의 형상이 옆으로 길고 상하로는 짧아 과도한 축압에 매우 유리한 모양이다. 하지만 하부 bench가 굴착되어감에 따라 공동의 모양은 점차 과도한 축압에 불리해지며 많은 변형이 gallery부에서 발생하는 것이다. 따라서 gallery부에 타설된 슛크리트는 전단면 굴착시와는 달리 타설된 이후에 많은 변형을 받게되며, 이에 대응하는 슛크리트 응력이 발생하게 된다.

공동 벽면 슛크리트에 발생하는 과도한 인장 응력 또한 유사한 논리로 설명된다. 매 단계 굴착이 종료되면

굴착 단계의 경계부는 바로 하부의 굴착되지 않은 암반과 인접하여 있으므로 상대적으로 변형량이 작다. 그러나 하부 bench가 굴착되면 전단계에서는 미굴착 암반과 접했던 굴착경계부가 갑자기 벽면의 중앙부에 위치하게되므로 많은 량의 변형이 발생하게 되는데, 측벽이 공동의 내부로 밀려들어오는 방향이므로 측벽의 길이가 증가하게되어 매우 큰 인장 응력이 발생하게 된다.

이러한 거동은 암반을 탄성체로 가정하여도 동일하며, 슛크리트의 타설시기와 공동 굴착에 따른 공동의 기하학적 형태의 변화에 기인한 것으로, 공동 주변에 발생하는 소성영역의 발생과는 별개의 문제이다.

하지만 본 해석에서는 슛크리트를 탄성체로 고려하였기 때문에 비현실적으로 큰 값의 슛크리트 응력이 발생

하는 결과를 보였다. 향 후 강섬유 보강 슛크리트의 변형 및 파괴 거동을 올바르게 반영한 해석 기법이 요구되며, 3차원 해석 및 현장계측을 통하여 본 해석 결과를 검증할 필요가 있다.

7. 결 론

본 연구에서는 초기 지압의 수평 성분이 연직 성분의 3배에 가까운 과지압 조건하에 폭 18 m, 높이 30 m에 달하는 대규모 유류저장공동을 병렬로 굴착하는 경우에 대하여 공동 및 지보재의 역학적 안정성을 평가하였다.

이를 위하여 수치해석적인 방법을 동원하여 공동 주변 암반의 거동을 분석하고, 주된 지보재인 rockbolt와 슛크리트의 역할을 분석하였으며, 각 지보재의 안정성을 평가하였다. 또한 직정한 지보시스템 구축을 위하여 지보재 모델링 기법, 공동 단면 형상, 지보재의 규격 등이 공동의 안정성에 미치는 영향을 파악하였다.

주요 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 공동의 형상이 상하로 길고 좌우로는 좁아 과도한 축압에 불리한 경우, 공동의 crown부 슛크리트에는 과도한 압축응력이, 측벽에는 과도한 인장 응력이 발생하였는데, 이는 탄성학적 이론에 의한 예측과도 일치하였다.
- 2) rockbolt 길이의 영향을 살펴본 바, rockbolt의 선단이 공동 주변의 소성영역 외부에 고착되지만 하면 rockbolt의 길이가 더 길어진다 해도 지보효과의 증대는 거의 없음을 재삼 확인하였다.
- 3) 본 공동은 매우 높은 축압을 받고 있으며, 공동의 형상은 축압에 불리한점, 또한 공동 측벽의 암반이 인장응력 상태에 있으며 암반의 인장 강도의 정확한 추정이 어려운 점 등을 감안하면 측벽에는 9 m의 rockbolt를 사용하는 것이 추천된다.
- 4) 슛크리트의 타설시기와 막장 전진을 감안하여, 3층의 슛크리트를 개별적으로 모델링하여 해석한 결과는 3층의 슛크리트를 복합체로 모델링한 결과와 큰 차이를 보이지 않았다. 이는 슛크리트에 발생하는 응력의 주된 원인이 공동 주변장의 길이의 변화에 따른 공동 접선방향 축력이기 때문이다. 이는 개별

적으로 모델링된 슛크리트 응력 분포에서도 확인할 수 있었다.

- 5) 공동 측벽을 곡면으로하여 매우 큰 축압에 대한 영향을 살펴본 바, 측벽의 곡률반경이 작아질수록 측벽 슛크리트에 발생하는 인장응력은 감소하였으나, gallery부 슛크리트에 발생하는 압축응력은 증가하였다.
- 6) 다단계 굴착과 전단면 굴착을 2차원 해석한 결과, 슛크리트에 발생한 응력은 큰 차이를 보였다. 전단면 굴착의 경우, 굴착이 완료된 상태에서 이미 공동의 모양이 매우 큰 축압에 불리한 형상이므로 gallery부 암반에는 많은 변형이 발생한다. 하지만 다단계굴착의 경우, gallery부 만 굴착한 시점에서는 공동의 모양이 축압에 오히려 유리한 형상이어서 gallery부 암반의 변형이 적으나, 이후 하단 bench들의 굴착이 진행되면서 공동의 형상이 큰 축압에 불리해지므로 굴착이 종료된 시점에서 gallery부 슛크리트에 매우 큰 압축응력이 발생하게 된다. 단계별 굴착의 경계부 측벽에 발생하는 큰 인장응력도 유사한 논리로 설명될 수 있다.
- 7) Gallery부와 측벽에 매우 큰 응력이 발생한 또 하나의 이유는 슛크리트를 탄성체로 고려하였기 때문이다. 향 후 강섬유보강 슛크리트의 변형 및 파괴거동을 올바르게 반영한 해석기법이 개발되어야 할 것이며, 본 해석 결과는 3차원 해석 및 현장 계측을 통하여 검증되어야 할 것이다.

참고문헌

1. 건설교통부, 1999, 절리암반터널의 설계 및 계측관리기법 개발, 96 연구개발사업 제 2차년도 최종보고서.
2. 한국콘크리트학회, 2000, 콘크리트표준시방서 해설(안), 329-346.
3. ○○건설, 1999, ○○비축기지 기본조사보고서(1).
4. ○○건설, 2002, ○○비축기지 초기지압 측정 시험보고서.
5. Won Kyong Song, Sung O. Choi, Chan Park and Choon Sunwoo, 2003, In-situ stress measurements in an underground oil storage cavern using hydro-fracturing and overcoring methods, Technology roadmap for Rock Mechanics, 10th ISRM Congress, Johannesburg, South Africa, 1109-1112.



박연준

1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과
공학사
1983년 서울대학교 대학원 자원공학과
공학석사
1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원
토목공학과 공학박사
Tel: 031-220-2580
E-mail: yjpark@mail.suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 교수



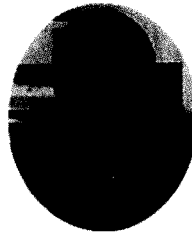
유광호

1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과
공학사
1986년 연세대학교 대학원 토목공학과
공학석사
1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원
토목공학과 공학박사
Tel: 031-220-2566
E-mail: khyou@mail.suwon.ac.kr
현재 수원대학교 토목공학과 교수



최영태

1979년 연세대학교 공과대학 토목공학과
공학사
1999년 연세대학교 공과대학 토목공학과
공학석사
2004년 수원대학교 공과대학 토목공학과
공학박사
Tel: 02-3700-7477
E-mail: ytchoi@skec.co.kr
현재 수원대학교 토목공학과 박사과정,
SK건설(주) 임원실 상무



김재용

2001년도 수원대학교 학사
2003년도 수원대학교 석사
2003~2004년 (주) 지오그룹이엔지
지반공학부 근무
Tel: 02-561-3131
E-mail: 780405kgy@hanmail.net
현재 지오그룹이엔지 기사