

과지압 암반 내 대규모 지하 유류비축기지 안정성 평가 및 Microseismic 계측 Stability evaluation and microseismic monitoring around Large Underground Oil Storage Cavern in Over-stressed Rock Mass

이희석¹⁾, Hee-Suk Lee, 이대혁²⁾, Dae-Hyuck Lee, 김호영³⁾, Ho-Yeong Kim, 홍지수⁴⁾, Jee-Soo Hong, 최영태⁵⁾, Young-Tae Choi, 김석진⁶⁾, Seok-Jin Kim, 박연준⁷⁾, Yeon-Jun Park

¹⁾ SK건설(주) Geotask팀 과장, Manager, SK Engineering & Construction Co.

²⁾ SK건설(주) Geotask팀 부장, Senior Manager, SK Engineering & Construction Co.

³⁾ SK건설(주) Geotask팀 팀장, Team Manager, SK Engineering & Construction Co.

⁴⁾ SK건설(주) Geotask팀 사원, Assistant, SK Engineering & Construction Co.

⁵⁾ SK건설(주) 기술담당 상무, Executive Director, SK Engineering & Construction Co.

⁶⁾ 한국석유공사 제2건설사무소 과장, Manager, Korea National Oil Company

⁷⁾ 수원대학교 토목공학과 교수, Professor, University of Suwon

SYNOPSIS : Brittle failure has been detected in over-stressed rock mass during the construction of oil storage cavern. The main characteristics of stress induced brittle failure of the site are introduced. Various evaluation and measures are sought to stabilize the over-stressed rock mass. The major results from numerical analysis of the cavern are presented, and from current microseismic monitoring to detect hazard from brittle failure are presented.

Key words : Oil Storage Cavern, Over-stressed Rock Mass, Brittle Failure, Stability, Microseismic monitoring

1. 서 론

대심도 암반에서 터널이나 대규모 지하공동을 굴착하는 경우 축방향의 지압이 과도하게 작용하면 천정부의 응력집중과 측벽의 암반 변위가 크게 발생하여 역학적 불안정성을 야기한다. 특히 지압의 절대크기가 암반 강도의 일정 비율 이상이 되면 응력 집중에 의한 암반의 취성 파괴를 유발하고, 이러한 현상은 터널 굴착 시 발생하는 파괴음과, 굴착면에 평행한 형태로 암편이 탈락하는 취성파괴 현상을 동반한다. 통상적으로 이러한 상태의 암반을 과지압 암반(over-stressed rock mass)이라 하며 터널 굴착에 따른 과지압 문제를 해소하고 터널의 안정성을 확보하기 위해서는 굴착 형상 및 방법의 변경, 추가적인 보강, 특수 기능의 보강 공법 적용 등의 대책이 요구된다 (Kaiser et al., 2000).

현재 건설중인 본 유류비축기지 저장공동은 실시설계시 수행된 초기 지압 측정결과에 따라 일부 구간에서 과지압 현상이 발생할 수 있는 가능성이 예견되었으며, 실제로 진입터널 굴착 시 일부 구간에서 암편 탈락 및 취성 파괴현상이 발생하였다. 이에 따라 2002년 당시 추가 공동 내에서 초기지압 측정을 수행하였으며, 저장공동 굴착 시 과지압 구간으로 예상되는 지점에 대한 보강량 조정과 함께, 슛크리트에 대해 추가적인 계측이 실시되었다. 하지만 2004년 상반기에 저장공동의 bench II 굴착이 진행됨에 따라 수직구 인접 지점에서 내공변위와 슛크리트 응력의 급격한 증가와 함께, 몇 개소에서 아치부 슛크리트 균열현상이 관찰되었다.

본 논문에서는 저장공동의 안정성 확보를 위해 발생한 과지압 현상에 대해 정확히 진단하고, 체계적

인 안정성 평가를 실시한 후 대책을 제시한 사례에 대해서 고찰하고자 한다. 또한 안정성 평가 대책의 일환으로 제안된 미소탄성파(microseismic) 계측에 및 설치현황 및 계측결과에 대하여 소개한다.

2. 과지압현상 검토

2.1 과지압의 정의 및 발생영역

현지 암반의 초기지압 분포는 과지압현상의 주요인이 된다. 터널심도가 매우 깊어 수직응력이 과다하거나, 지질 구조대와 관련하여 수직응력에 비해 수평응력이 과도하게 크거나, 최대 및 최소 수평응력의 값이 현저히 차이가 나는 경우 과지압현상이 발생할 수 있다.

설계 단계에서 수압 파쇄법을 이용하여 초기지압을 측정 한 후 2002년도 이후 응력개방법의 일종인 Leeman법을 이용하여 측정 한 MCT(Main Construction Tunnel) 및 BWT 터널에서의 값들을 인근 비축기지 측정값과 비교하면 표 1과 같다(한국지질자원연구원, 2003. 7). 비과지압 구간인 AO-2에 비해 과지압 구간에서는 측압계수가 수압파쇄법과 Leeman법 모두 최대 2.95와 3.1로서 매우 크게 나타났다.

표 1. 저장공동 부지 주요 초기지압 측정 결과

시추공	GL(m)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	σ_H (MPa)	K_h (MPa)	K_H (MPa)	σ_H (dir)	비고
AO-2	-305	8.2	5.3	7.0	0.65	0.85	N67E	수압
AO-8	-155	4.2	7.0	12.4	1.67	2.95	N53E	파쇄법
MCT	-150	5.53	4.5	16.8	0.8	3.1	N58E	응력
BWT	-188	8.89	7.98	16.01	1.11	1.8	N90.9E	개방법

* 저장공동 축 방향: N69W or N111E

그림 1은 2004년 현재 추정되는 과지압 구간 범위, 굴착 후 안정화 단계에서 추가적인 암반 거동 및 응력 집중으로 인해 슛크리트 균열이 관찰된 구간(A-F), 그리고 암반등급을 나타낸다.

초기응력 측정 분석 결과 본 부지에서 과지압의 요인이 되는 과도한 수평응력은 C1 및 C2 저장 공동 일부 구간에 국한하여 나타나고 있는 것으로 추정된다. C1 및 C2 저장공동은 N60~70E방향으로 발달한 두개의 구조대 사이에 위치하고 있으며, N20~30W 방향의 구조대가 C1, C2 저장공동 영역을 구분하고 있으며, N70E 및 N100E 방향의 소규모 파쇄대가 존재하는 것으로 추정된다. 따라서 C1 및 C2 저장공동 동쪽 지점의 과지압 구간은 국부적인 지질 구조적인 요인에 의해 국부적으로 발생하고 있는 것으로 판단된다.

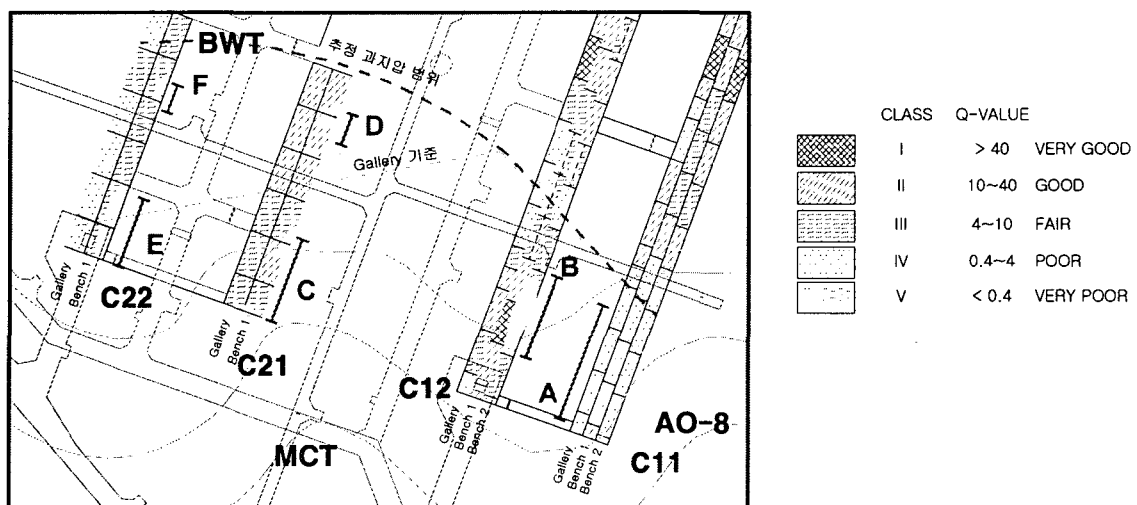


그림 1. C1 및 C2 저장공동 과지압 구간, 균열 발생 영역(타원) 및 암반 등급

쑏크리트 균열은 모두 Gallery 천정부에서 발생하였으며 인장 균열 및 전단균열이 다양하게 발생하였다. 설계단계에서 저장공동의 보강을 결정하는 암질 분류 기준은 대규모 저장공동 설계에 보다 효과적인 것으로 인정되고 있는 Q-system을 적용하였다. 대부분의 쑏크리트 균열이 발생한 구간은 Gallery 암질 II~III등급의 양호한 암반의 천단부에서 주로 발생하였다. 단, C22 Shaft 구간 (□ 표시)에서 발생한 균열은 Gallery 암질 IV등급의 암반에서 발생하였다. C22 Shaft구간은 대규모 쑏크리트 탈락후 수행된 암반 지질도 작성으로부터 암반 벽면에 소규모 단층이 노출되었다는 사실을 알 수 있었다.

2.2 암반취성파괴의 이론적 검토

먼저 본 현장 암반의 취성파괴의 발생 가능성을 개략적으로 평가하기 위하여 Martin (1997, 1998)의 이론적 분류를 이용하였다. 그림 2와 같이 Martin은 암반의 취성파괴 사례를 암질 조건(RMR)과 응력조건에 따라 9가지로 분류하였다.

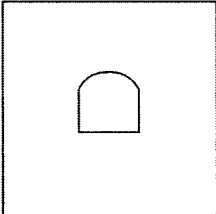
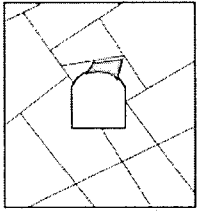
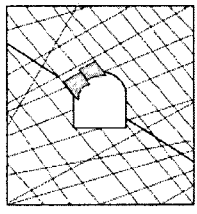
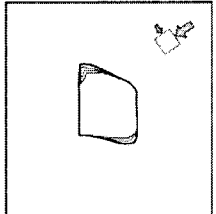
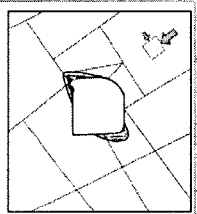
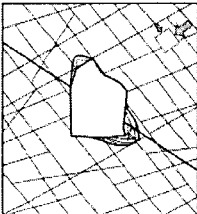
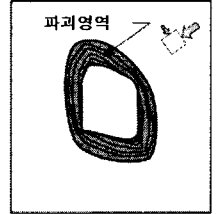
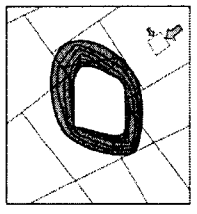
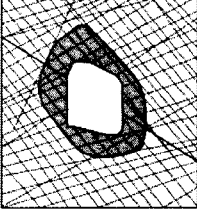
	mass 상태 (RMR>75)	보통 균열도 (50<RMR<75)	심한 균열도 (RMR<50)
낮은 현지응력 ($\sigma_1/\sigma_c < 0.15$)	 선형 탄성 거동	 블록과 쑏기의 낙반, 미끄러짐	 굴착면으로부터 블록의 이탈
중간 정도의 현지응력 ($0.4 > \sigma_1/\sigma_c > 0.15$)	 굴착 경계면 부근의 취성파괴	 무결암의 국부 취성파괴와 블록 이동	 무결암의 국부 취성파괴와 불연속면을 따라서의 분리
큰 현지 응력 ($\sigma_1/\sigma_c < 0.4$)	 굴착부 주변의 취성 파괴	 굴착부 주변 무결암의 취성파괴와 블록 이동	 압착 및 팽창성 암반. 탄성/소성 연속체 변형

그림 2. 암질 및 응력 조건에 따른 취성파괴 양상의 변화 (Martin, 1997)

이 조건에 따라 RMR과 최대주응력 대비 일축압축강도비에 따른 저장공동 불안정성 및 취성파괴를 평가하였다. 현지 암반의 일축압축강도 $\sigma_{cm} = 94$ MPa(실험실 강도 및 암반분류로부터 추정), 현지암반의 초기지압 $\sigma_1=16.8$ MPa, $\sigma_3=4.5$ MPa (MCT 기준)을 토대로 σ_1/σ_{cm} 은 $16.8/94 = 0.18$ 이 되므로 그림 2에서 정가운데 위치한다. 따라서 개략적인 검토 결과 II~III 등급의 양호한 암질의 암반에서 국부적인 취성파괴 및 블록거동이 가능하다고 평가되었다.

취성파괴 가능성에 대한 보다 상세한 진단을 위해 손상지수(Damage index) 기준 (Martin et al., 1999)을 이용하여 부지 암반 조건을 재평가하였다. 손상지수는 벽면 경계 접선응력(σ_θ)과 일축압축강도

(σ_c) 비율로서 취성파괴는 손상지수가 다음 조건을 만족하는 경우 취성파괴 가능성이 있음을 의미한다.

$$\sigma_\theta / \sigma_c > 0.4 \quad (1)$$

벽면 경계 접선응력은 Hoek and Brown(1980)에 나온 공동 벽면 응력의 해석 해를 통해 개략적으로 구하거나 수치해석적으로 상세하게 구할 수 있다. 해석해를 통한 식으로 계산한 결과 최대 접선응력은 63.0 MPa로서 $63.0/94 = 0.67 > 0.4$ 로 역시 취성파괴 가능성이 있는 것으로 평가되었다. 비슷한 개념으로 초기응력치들만을 이용하여 다음은 응력집중식으로부터 평가할 수 있다 (Martin, 1997).

$$(3\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_c > 0.4 \quad (2)$$

이 경우 역시 $45.9/94=0.49 > 0.4$ 로서 취성파괴 가능성이 예견되었다. 취성파괴 영역의 손상 심도역시 다음과 같이 예측할 수 있다(Martin, 1997).

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (3)$$

여기서, a는 공동의 반지름(= 9m), σ_{max} 는 최대접선응력(=45.9 MPa), 이고 R_f 는 파괴 깊이로서 0.9m~1.8m로 건설용 진입터널(CT2)에서 관찰된 실제 파괴 깊이 사례와 유사하게 계산되었다.

최종 검토결과, II~III 등급 암반에서 과지압에 의한 취성파괴가 발생할 수 있으며, 아치부의 벽면에서 Spalling이 발생하는 깊이는 0.9m 정도로서 암반의 국부적인 취성파괴와 암반 블록의 이동이 발생할 것으로 평가되었다. 특히 저장공동은 단계적으로 굴착이 이루어지면서 공동의 단면이 점차 커짐에 따라 천정부의 응력 집중이 증가하므로, gallery 굴착이나 bench I 굴착 시에는 관찰되지 않았던 슛크리트 균열이 bench II 또는 bench III 굴착 이후 발생할 수 있다.

3. 과지압구간 현장계측치 분석

과지압 구간의 현장계측 결과를 분석하였으며, 비과지압 구간에 비해 뚜렷한 거동의 차이를 확인하였다(한국석유공사 등, 2004). 그림 3과 그림 4에 과지압 구간 내에서 단계 굴착에 따른 대표적인 내공 변위 및 슛크리트 응력 증가 거동을 나타내었다. 암질이 상대적으로 불량한 C2 공동의 경우 Bench 2 굴착에 따라 상부 Bench 1 측벽의 내공변위는 비과지압 구간에 비해 급격한 증가를 보인다.(그림 3, C21 Gallery East 구간 : Bench 2 굴착후 Bench 1 내공변위 약 20mm 증가).

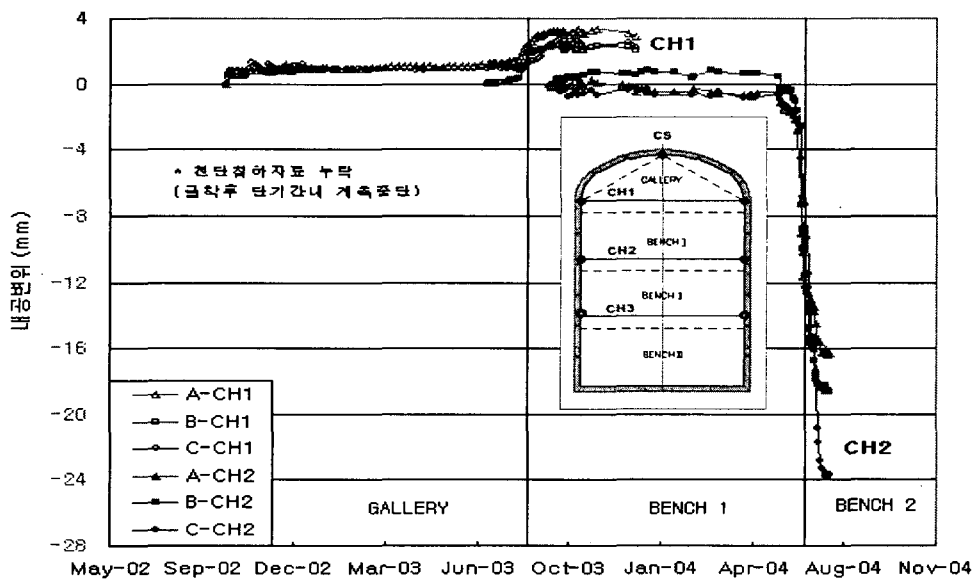


그림 3. 과지압 구간 굴착에 따른 전형적인 내공변위

C21 : GW+5~25, GE+15
C22 : GE+15

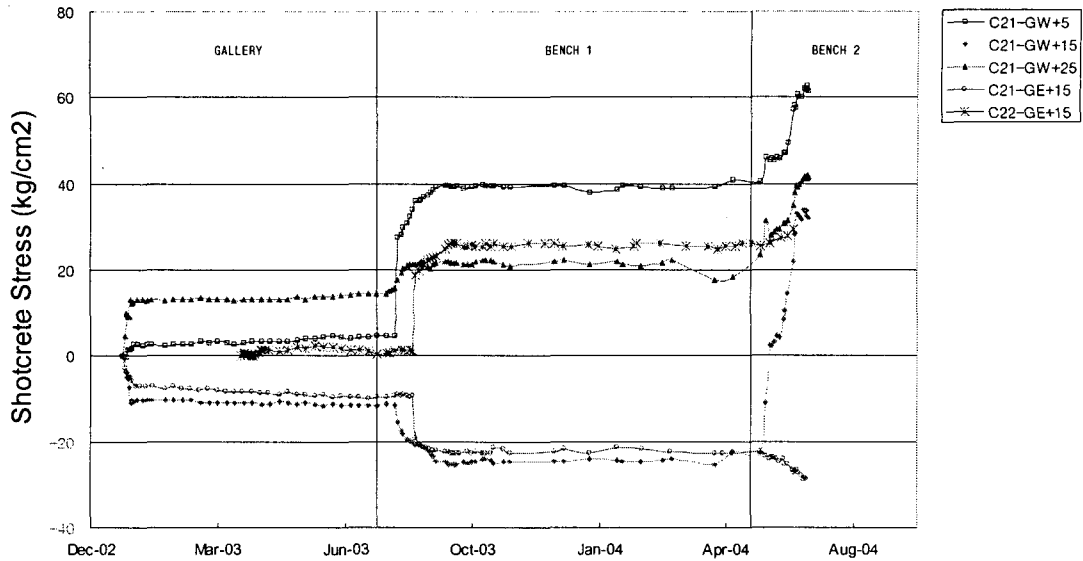


그림 4. 과지압 구간 굴착에 따른 전형적인 천단부 슛크리트 응력 변화

또한 Bench 2 굴착 시 상부 Bench 1 측벽의 내공변위는 비과지압 구간에서 2mm 정도로 작게 측정되었지만, 과지압 구간 내인 C11 저장공동에서는 5mm로 측정되어 동일한 암질에서 약 2.5배 크게 변위가 발생하여서 뚜렷한 차이를 보였다. 그림 4에서 나온 것과 같이 슛크리트 균열 발생 구간에서는 Bench 2 굴착에 따라, 천단 슛크리트 응력이 크게 증가하였다(C12 GE sta.75m, +42 kgf/cm², C21 GW sta.5m, +65 kgf/cm²). 이 지점은 막장에서 대략 40 여m 떨어진 지점이다. 또한 C11 Cavern GE sta.65-125m 구간은 Gallery 암질 IV등급으로서 균열이 발생되지 않았으나, 비교적 과도한 슛크리트 인장응력이 측정되었다.

이와 같이 Bench 단계 굴착에 따른 뚜렷한 슛크리트 응력의 증가 경향은 단계굴착으로 인해 측벽에 과도한 변위가 발생하면서 Gallery부 슛크리트에 과도한 응력이 증가된 것으로 생각된다. 이외에도 록볼트 축력 및 지중변위 측정 결과 역시 과지압 구간에서 뚜렷한 이상 현상을 보여 일반 구간에 비해 큰 값들을 보였다.

4. 과지압구간 안정성 평가

4.1 현상태 및 원안굴착 수치해석

과지압으로 인한 안정성평가를 위해 현재 굴착상태 및 향후 원안대로 Bench 3까지 굴착할 경우의 2차원 연속체 및 불연속체 안정성해석을 실시하였다. 해석에 사용된 프로그램은 FLAC ver. 4.0과 UDEC ver. 3.1이다. 2차원 수치해석을 위해 과지압 구간내 C2 Cavern Shaft 설치 위치를 포함하여 슛크리트 탈락 및 추가 균열이 주로 발생한 대표적인 4 단면을 설정하였다.

연속체 해석의 경우 각 굴착부 별 암반 등급 분류 결과를 이용하여 암층을 명시적으로 고려하였으며 불연속체 절리망은 Gallery 굴착 당시 절리망 조사를 이용하여 DIPS로 통계처리한 후 확률적 절리 생성을 통해 현장 절리와 등가의 절리망을 구성하였다. 또한 과지압 구간 전반적인 3차원 응력장의 특성을 파악하기 위해 3차원 경계요소 프로그램인 Examine3D를 이용하여 과지압구간의 3차원 응력해석을 실시하였다. 각 단면별 원안 설계 및 대안들에 대한 검토 과정을 통해 다양한 조합의 해석 Case들이 도출되었다.

암반입력 물성치는 기 굴착된 부분의 현장 지반 조사 및 Q 시스템 암반등급 분류에 기초하고, 실시

설계 및 초기 응력 측정 시 측정된 실험실 암석 시험 결과를 참조하여 암반등급을 GSI (Geological Strength Index) 분류 값으로 환산한 후 Hoek-Brown 및 Mohr-Coulomb 파괴 기준 및 현지 암반 물성 예측법 (Hoek, 1998)을 이용하여 각 등급별 현지 암반의 물성을 구하였다.

암반 거동 모델은 모든 경우에 기본적으로 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 이용하였다. 하지만 이 경우 암질이 비교적 좋은 암반 등급 (II, III 등급)에서의 취성파괴 현상을 정확히 모사하는데 한계가 있다. 따라서 이에 대한 고려를 위해 암석의 취성 파괴 현상을 잘 근사할 수 있는 것으로 알려진 (Hajiabdolmajid et al., 2002) Cohesion Weakening-Friction Strengthening 모델 (CW-FS)을 일부 단면에 적용하였다. 과지압 구간에서 현장 초기지압은 축압계수를 설계정수인 $K_0=2.6$ 으로 적용하였다. 현장에서의 굴착조건을 정확히 모사하여 지질보강도 상의 보강 현황을 동일하게 모사하였다.

표 2. C1 공동의 주요 해석 결과

현재상태 (Bench2까지 굴착)	원안굴착시 (Bench3)
<ul style="list-style-type: none"> -Gallery 천단부 110 kgf/cm^2의 과다 압축응력 -Gallery 및 Bench부는 과다 인장응력 발생 -암반 손상지수는 0.4 이하지만 암반 및 지압의 불균질성을 고려시 국부적 취성파괴 가능 -Bench부 록볼트 축력이 크게 작용하여 Bench 1 지점에서 항복하중 (10tonf)에 도달 	<ul style="list-style-type: none"> -양쪽 Cavern 모두 천단부에 $20\text{-}30 \text{ kgf/cm}^2$의 추가적인 숏크리트 응력 증가 발생 -Gallery 및 Bench 는 과다 인장응력 유지 -록볼트 항복부가 Bench, 2, 3 쪽까지 확장 -취성파괴 모델을 사용한 경우 C12 저장공동에서 천단부 취성파괴 확인

표 2는 해석을 통해 얻은 C1 공동의 주요 해석 결과를 나타내며 그림 5는 굴착단계별 Gallery부에 발생한 숏크리트 응력 변화를 보여준다. 현재 상태는 Bench2까지 굴착한 경우를 의미한다. 수치해석을 통해 구한 천단 최대접선응력치를 이용하여 암반의 손상지수를 평가하였다. 실제 숏크리트 균열이 C12 cavern에 발생한 것은 과지압하 C11 부 (IV 등급)에 비해 C12 (II 등급) 부의 보강량이 상대적으로 작기 때문이며, Bench 3 굴착 시 추가적인 숏크리트 응력 증가를 완화하기 위해 보강량 늘릴 필요 있음이 확인되었다.

굴착 순서에 따른 Gallery S/C Stress

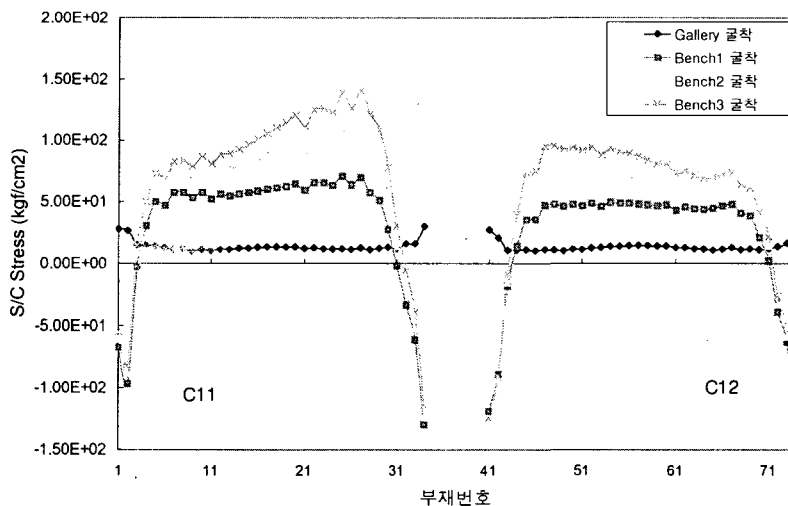


그림 5. C1 공동 굴착 단계별 따른 Gallery 숏크리트 응력 변화

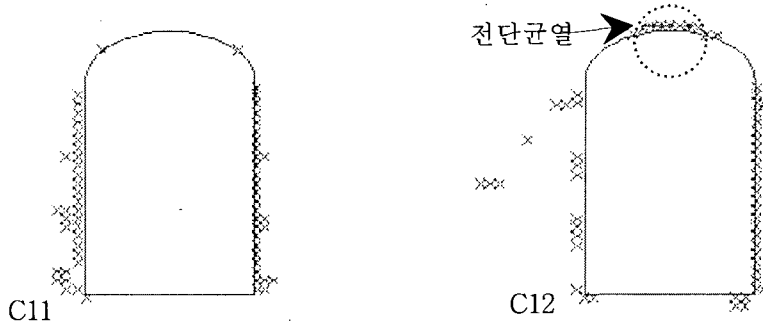


그림 6. CW-FS 모델 (Hajiabdolmajid et al., 2002)을 고려한 경우 천단부 취성파괴 발생

표 3. C2 공동의 주요 연속체 해석 결과

현재상태 (Bench1까지굴착)	원안굴착시 (Bench3까지굴착시)
-천단부 숏크리트는 최대 87 kgf/cm ² 로 과다 압축응력 상태	-최종 C22 천단부 숏크리트 압축응력 증가량이 65 kgf/cm ² 로 응력집중 심화
-Gallery 아치부와 측벽 경계부에 과다 인장응력이 작용 (-120 kgf/cm ²)	-Bench 부 숏크리트 과다 인장응력 발생으로 숏크리트 인장균열 발생 가능
-암반손상지수=0.42로서 취성 파괴 가능	-절리 거동의 영향, 국부적인 취성파괴와 결합되어 천단부 숏크리트에 불안정성 심화
-록볼트 축력은 모든 경우에 6ton 이하로 안정하게 나타남.	

Mohr-Coulomb 모델을 사용하는 경우 암반 거동이 입력 물성치에 정비례하므로 일반적으로 암반등급이 낮은 경우에 거동이 불량하게 나타난다. 하지만 실제 과지압으로 인한 암반의 취성파괴는 암질이 양호한 II 또는 III 등급 암반에서 발생 가능성이 더 크다. 이러한 현상은 전통적인 소성 모델로는 고려되기 어렵다. 점착력 연화-마찰 강화 모델(Cohesion Weakening-Friction Hardening, CW-FS) 모델은 취성파괴기구를 모델화하기 위한 일 방법이다. 그림 6은 CW-FS 모델을 이용한 경우 갤러리부에 발달한 전단 균열 양상을 보여준다. C2 공동의 경우 마찬가지로 다양한 굴착단계, 보강량 및 형상을 그대로 모사하여 수치해석을 실시하였으며, 표 3에 C2 공동의 주요 해석 결과를 요약하였다.

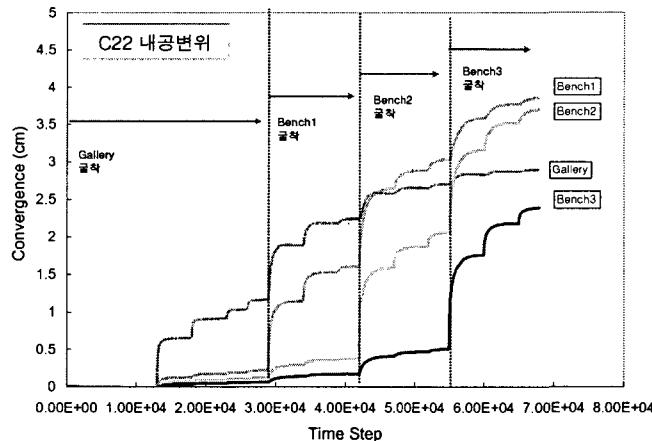


그림 7. 원안대로 굴착시 C22 공동 연속체 해석시 굴착단계별 내공 변위

그림 7에 나온 것과 같이 연속체 수치해석과 실제 계측결과를 통한 내공변위 변화가 유사하게 나타나서 해석의 신뢰성을 확인할 수 있었다. 또한 불연속체 해석 결과 역시 연속체와 유사한 경향을 보였지만 절리 블록 이동의 영향으로 인해 절대 변위와 파괴 영역이 훨씬 더 크게 나타났다. 그림 8은 불연속체 해석 결과 C22 저장공동 주변 인장파괴 영역을 나타낸다. Gallery 어깨부를 관통하는 단층으로 인해 진입터널부터 상당히 넓은 영역의 파괴영역이 발전하고 있음을 볼 수 있다.

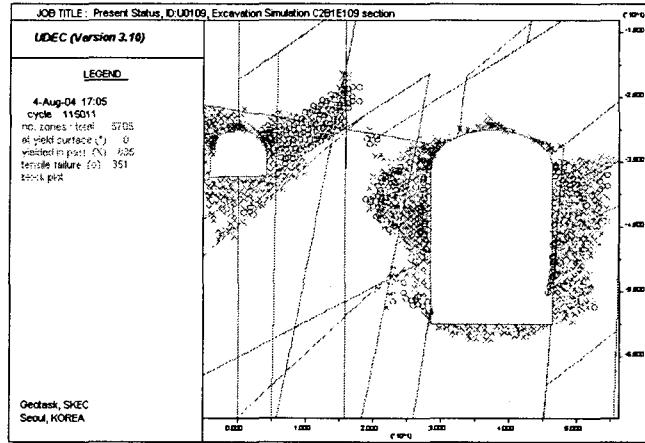
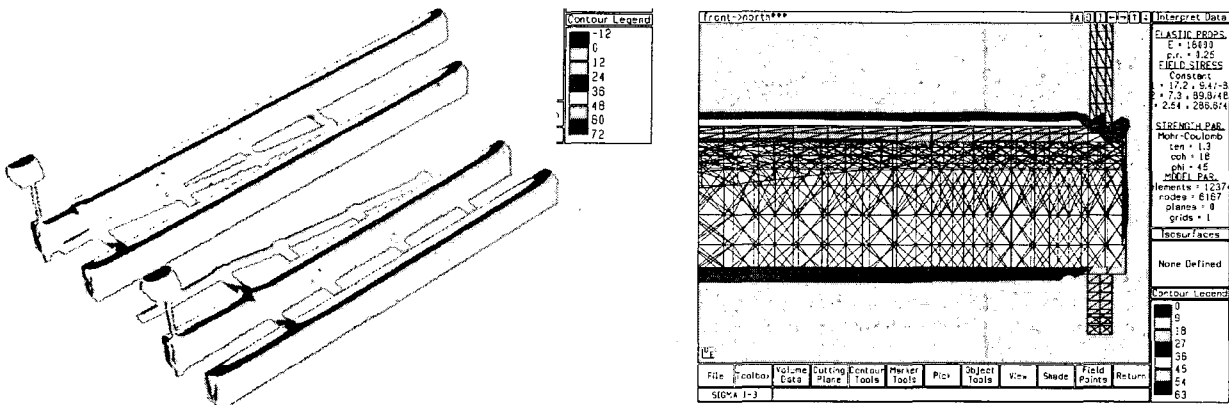


그림 8. C22 저장공동 주변 인장과괴 영역(등그라미 마크)

일반적으로 2차원 단면 해석의 경우 경사진 3차원 응력장의 영향이 정확히 고려될 수 없다. 이를 고려하기 위해 Bench3까지 완전 굴착된 지하공동에 대해 Examine3D를 통해 경사응력장의 영향을 검토하였으며 암반등급 III의 경우 설계정수와 Leeman 법을 이용하여 구한 초기응력 측정치를 이용한 경우의 대표적인 응력분포가 그림 9에 나와 있다. 터널 축방향에 비해 최대주응력 방향이 경사져 있으므로 최대 응력집중 방향 역시 경사져 분포하며 그 크기도 2차원 해석에 비해 약 10% 이상 크게 평가되었다.



(a) 최대주응력 분포

(b) 종단면상의 편차응력 분포

그림 9. 완전 3차원응력장을 이용한 Examine3D 해석 결과

또한 최대주응력방향과 천단부 슛크리트 균열 위치가 90도 방향을 이루어 슛크리트 균열 발생이 천단부 과도 압축응력에 의한 암반 전단 파괴와 관련됨을 확인할 수 있다.

4.2 대안 굴착안 선정 및 평가

안정성 해석 결과로부터 현재 상태와 향후 Bench 3까지 굴착시 과지압으로 인한 영향으로 인한 공동의 불안정성이 증대될 것으로 예측되었다. 특히 C22 공동의 경우 Gallery부에 운영 shaft 및 Pump Pit가 통과하므로 더욱 안정성 문제가 중요하다. 따라서 다른 구간은 보강량 및 방법을 통해 문제를 해결할 수 있지만 이 구간의 안정성 확보를 위해 소규모 터널로 Shaft 부까지 진입하는 굴착형상 변경안이 고려되었다. 그림 10은 C22 공동 Shaft 진입부의 굴착형상 변경안의 모식도를 보여준다. 측벽부 안정성 증대를 위해 불연속면의 전단 저항을 증가시키기 위한 강관(혹은 FRP)을 이용한 보강이 제시되었다.

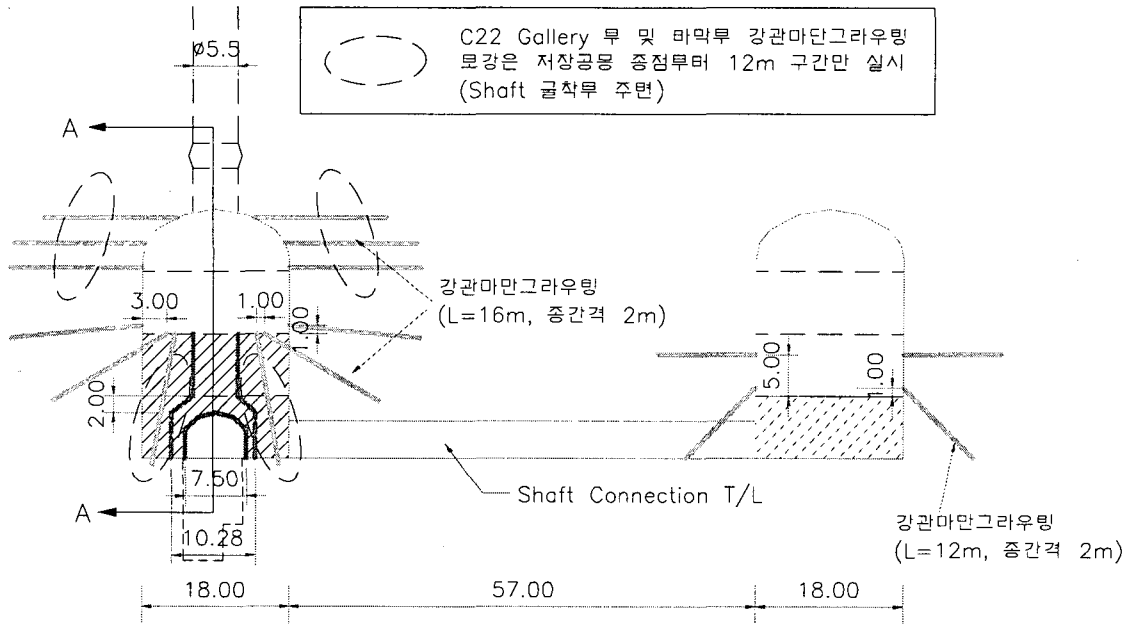


그림 10. C22 Shaft 부의 굴착형상 변경안

그림 11은 연속체 해석을 통해 구한 굴착형상 변경시(F2109)와 원안 설계시(F0100)의 천단 최종 슛크리트 응력을 비교한 것이다. F1100은 소터널 통과구간 직상부에서의 슛크리트 응력이다.

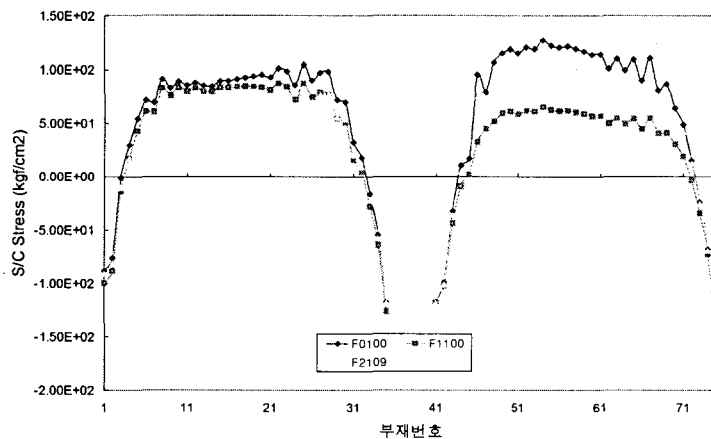
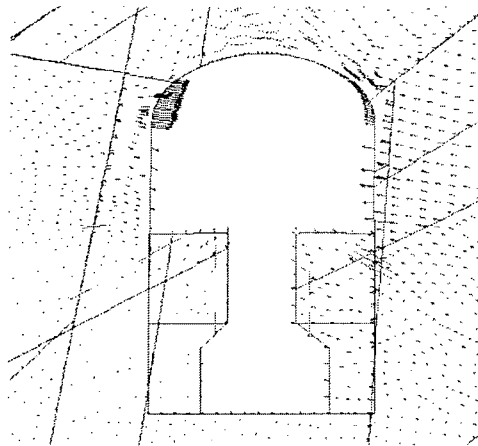
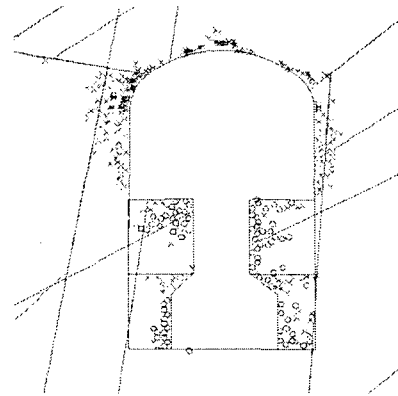


그림 11. 연속체 해석을 통한 대안 굴착시와 원안 설계시 최종 천단부 슛크리트 응력 비교

Shaft 연결부에서는 상부 터널부가 펌프 진입을 위해 굴착되어야 하므로 F1100>F2109>F0100 순으로 슛크리트 응력이 작게 발전하고 있음을 알 수 있다. 불연속체 모델로 대안 굴착을 모사한 결과 역시 원안 대비 천단 암반응력 집중이 10%이상 감소하고 ($D_i=0.53 \rightarrow 0.48$) Gallery 록볼트 하중 및 슛크리트 탈락부 절리 이동이 안정되는 등 전반적인 개선효과를 확인할 수 있었다. 하지만 측벽부 암반블럭 이동에 의한 미끄러짐과 벌어짐이 발생하였으며 슛크리트 응력이 여전히 과다하게 발생하였다. 이에 대한 대안으로서 측벽부에 대한 Cable Anchor를 통한 보강효과를 검토하였지만 절리거동에 대한 전단 저항성 부족으로 만족할만한 결과를 얻지 못하였다. 그 이후 FRP 혹은 강관 다단을 그라우팅 형태로 측벽부 절리 블록에 고정하여 전단저항력을 높이기 위한 특수 보강 형태를 고려하였으며 이에 대한 대표적인 해석 결과를 그림 12에 나타내었다.



(a) 암반 블록 안정화



(b) 측벽부 인장파괴 영역 사라짐

그림 12. 불연속체 모델로 검토된 강관(FRP)을 이용한 특수보강 효과

특수보강을 실제 FRP(강관) 물성을 이용하여 일반 보강요소(General Reinforcement)를 이용하여 모사한 결과 Gallery 천단응력 집중이 원안 굴착 대비 40% 감소하고 모든 부분에서 파괴 기준 이내 안정화가 되었다. 또한 Bench 2 부분의 암반 블록 이동 및 록볼트 하중이 안정화되었으며 암반 인장·파괴 영역이 사라졌다.

4.3 보강량 변경

앞에서 제안된 굴착형상 변경안은 C22 공동 Shaft 부에만 적용되었으며 다른 공동 위치에서는 탈락된 슛크리트 및 암반 균열부를 정리한 후 재보강하는 안이 추천되었다. 캐나다 Rockburst 발생 암반에서의 보강 Handbook에 근거 (Kaiser, 1996)하여 과지압을 고려한 슛크리트 및 록볼트 보강량을 재평가하였다.

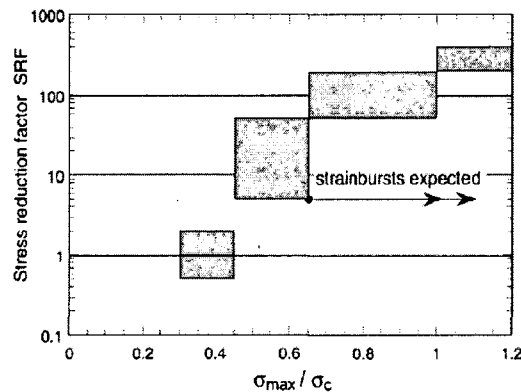


그림 13. 과지압 암반에서의 SRF 조정 지침 (Kaiser et al., 1996)

Q-system에서 암반의 지압조건을 고려하는 항목인 SRF(Stress Reduction Factor)는 과지압 현상이 예측되지 않는 경우는 일반적인 심도 기준으로 그 값을 평가하고 있지만, 본 지역과 같이 수평 응력이 매우 크게 측정되어 과지압 현상이 예측되는 구간에 대해서는 별도의 판단 기준이 필요하다. 그림 13은 과지압 암반에서의 SRF 조정 지침이다. 위 지침에 의하면 응력비가 0.45 ~ 0.65 일 경우 SRF는 통상 값보다 10배 증가되어야 하며 파괴 가능 심도는 0 ~ 0.3 a(a:터널 반지름)가 되며, 응력비가 0.65 이상 일때는 SRF를 100배 증가시키고 파괴 가능 심도는 > 0.3 a로 평가되어야 한다.

위 기준을 적용할 경우 본 현장 과지압 구간은 SRF가 20배 정도 증가되어야 하며 이를 적용하여 Q 값 및 보강량을 등급별로 재산정하였다

또한 Unwedge를 이용하여 현장 절리 자료에 근거한 생성가능 절리블록의 크기 및 필요 록볼트 길이를 산정하였다. 또한 변경된 Q 값에 근거하여 록볼트의 설치 간격도 재산정하였다.

표 4. 균열 발생후 재변경된 과지압 구간 보강 방안

암질등급	과지압구간 보강안(2002)		2004년 재변경된 보강안		비고
	록볼트	숏크리트	록볼트	숏크리트	
I	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	변경 없음
II	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	2.0 x 2.0m	9cm 강섬유	등급 하향
III	2.0 x 2.0m	9cm 강섬유	1.5 x 1.5m	12cm 강섬유	변경
IV	1.5 x 1.5m	18cm 강섬유	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	등급 하향
V	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	변경 없음

이외에도 정성적으로 취성파괴를 완화시키고 암반의 연성을 증대시키기 위해 부분적으로 와이어 메쉬와 같은 지보재를 도입하였다.

5. Microseismic 계측

5.1 계측 개요 및 계측기 설치

위에서 구간별 보강공법 제안으로 기본적인 안정성이 확보되리라 예상되지만 향후 Bench 3 굴착 및 향후 불안정성을 사전 예측하기 위해서는 공동 벽면 암반의 취성파괴 및 암반 블록의 미끄러짐으로 인해 발생하는 미소파괴음을 계측해야 할 것으로 판단되었다. 이는 숏크리트, 록볼트와 같은 지보재에 응력 및 하중이 크게 작용하기 전, 또한 내공변위로서 큰 변위가 측정되기 이전에 불안정성이 시작되는 초기에 암반 거동을 측정하는데 미소파괴음 측정이 적절하기 때문이다. 암반의 미소파괴 거동을 측정하기 위해서 암반의 미소파괴음(AE, Acoustic Emission) 자체를 측정하는 것이 바람직하나, 아직 현장 규모에 직접 적용이 곤란하므로, 미소파괴와 동반되는 미소 탄성과 이벤트(Micro seismic event)를 직접 측정하기로 했다. 이에 Canada ESG에서 개발된 Microseismic 계측 시스템을 설치하였다. 그림 14는 최종적으로 설치된 센서 배열 위치도와 센서 설치 모식도를 나타낸다.

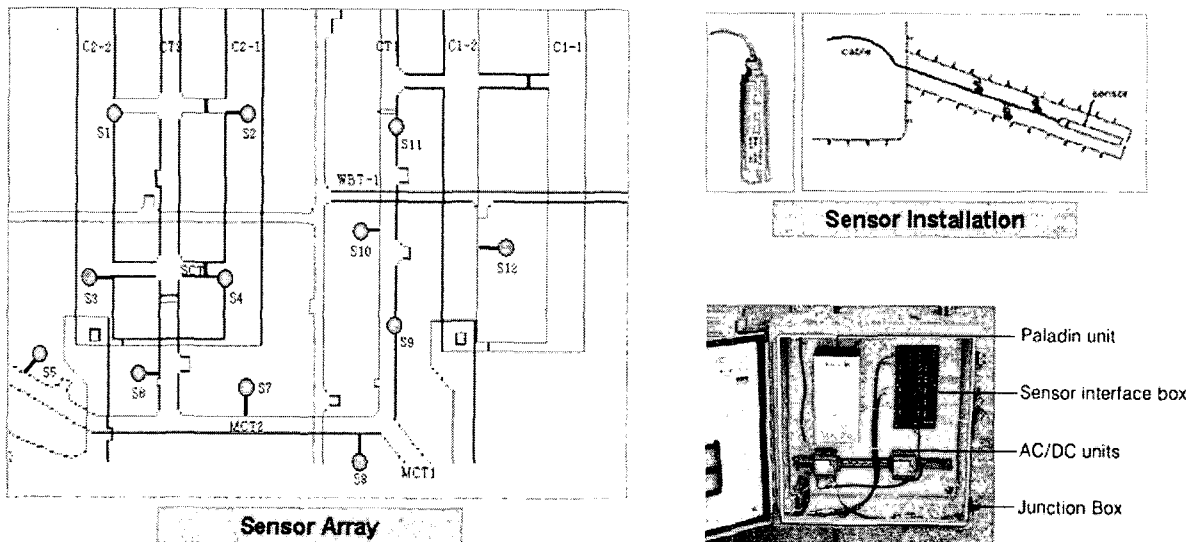


그림 14. 과지압구간 Microseismic 계측 센서 배열 및 설치 모식도

C1과 C2 공동 과지압 구간에 총 12개의 일측 센서를 설치한후 그라우팅하여 고정시켰으며 각 센서로부터 수집된 신호는 Paladin interface unit를 통해 인터넷 자동화 계측 시스템으로 전달된다.

그림 15는 현재 운영되고 있는 과지압구간 microseismic 계측 자료처리의 흐름도를 보여준다. 각 센서들로부터 취합된 신호들은 다양한 잡음을 제거하기 위하여 취성파괴와 관련된 신호수준만을 취득한후

위치추적 보정을 실시한 후에 3차원공간상에서 도시한다. 얻어진 event는 발파나 braker 등과 같은 굴착 작업, 기타 공사시의 잡음등에 민감하게 영향을 받으므로 각 이벤트들의 특성을 정확히 파악하고 발파 작업과 무관하게 지속적으로 발생하는 신호들을 관리기준에 대비하여 평가하여 조치를 취한다.

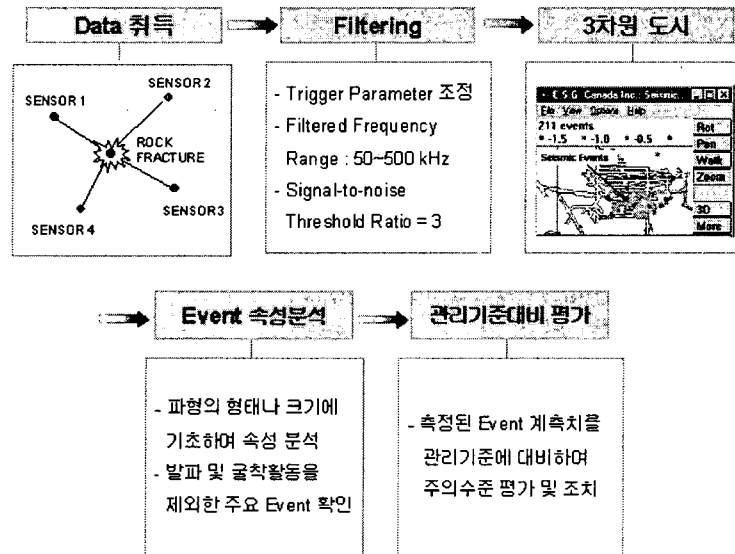


그림 15. Microseismic 계측자료처리 흐름도

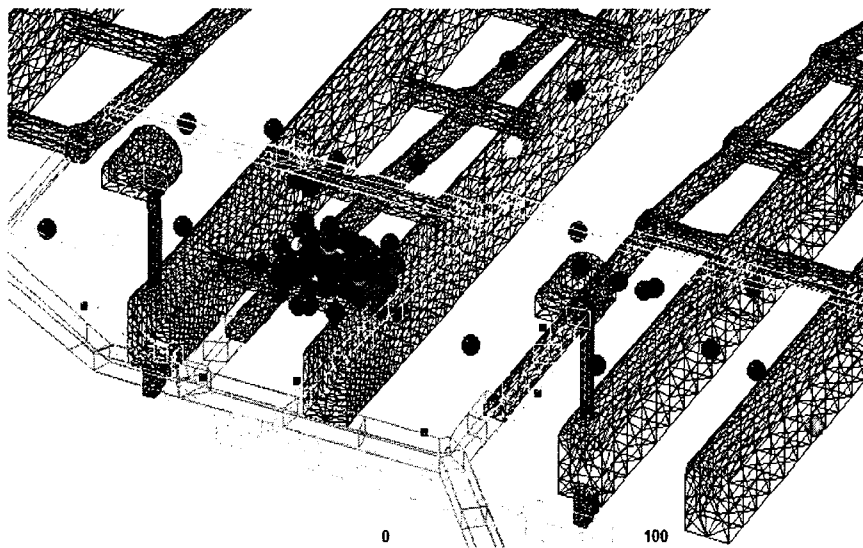


그림 16. 전형적인 Microseismic 계측 결과도

그림 16은 C21 공동 주변에서 발파작업 이후에 발생한 전형적인 발생 이벤트들을 보여준다. 현재까지 운영중에 발생한 슛크리트 균열확장과 같은 취성과괴 현상과 취득한 이벤트는 잘 일치하고 있다. 현재까지의 운영경험을 토대로 초기에 모호했던 관리기준을 재정립하였다. Microseismic 계측 결과 이벤트의 절대적인 수치보다 이벤트의 강도 및 지속시간, 주변 이벤트의 확장 여부 등이 동시에 종합적으로 고려되어야 함을 알 수 있었다.

결 론

본 논문에서는 석유비축기지 건설시 발생한 과지압 현상으로 인한 문제 및 특징을 살펴보았으며 문제 해결을 위한 검토 과정을 상술하였다. 사후 현장 계측결과 분석을 통해 과지압 암반에서 일반 계측 항목들의 이상 징후들에 대해 확인할 수 있었다. 현재 공동 주변 상태 및 원안 설계대로 굴착시의 상태를 상세한 수치해석을 통해 평가하였으며 안정성 확보를 위한 굴착 변경 대안 및 보강 방안이 마련되었다. 일반적으로는 과지압 암반의 응력집중을 완화하기 위해서는 슬롯 천공 등으로 집중부 응력을 완화하는 것이 가장 효과적이지만, 유류비축기지의 경우 수장막과 같은 시설로 인해 인위적인 응력 감소방안의 적용이 불가능했음을 유의했으면 한다. 향후 굴착 및 유지관리시 상시적인 안정성 평가 및 감시를 위해 현장 Microseismic 계측 시스템이 설치되고 현재까지 운영사례에 대해 간략히 소개하였다.

국내에서는 이때까지 과지압으로 인한 명시적인 피해나 문제 사례가 광범위하게 제기된 적이 없어서 경암반에서의 취성파괴 기구나 문제의 심각성 대해서 인식이 부족한 실정이다. 하지만 최근 대심도 장대 터널의 건설 빈도가 기하급수적으로 증가하고 있고, 방사성폐기물처분장과 같은 대심도 지하공간 건설도 계획중이므로 이들 주변 암반에서도 과지압 문제가 발생할 가능성도 그만큼 빈번해질 것으로 예상된다. 통상적인 연속체나 불연속체 암반 안정성 해석으로는 이러한 경암반에서의 Spalling 현상과 같은 취성파괴 과정을 명확히 모사하는데 한계가 있으므로 본 논문에서 접근한 과지압 암반의 평가 및 대책에 중요한 일 방법이 될 수 있다. 앞으로 과지압 하 암반 거동을 정확히 고려하고 과지압으로 인한 문제 발생시 다양한 대책을 위한 다양한 시도와 논의가 필요하다.

참고문헌

1. 한국석유공사, SK건설(주), 수원대학교, 2004, ○○ 기지 과지압구간 안정성 평가 검토보고서.
2. 한국지질자원연구원, 2003, ○○ 기지 초기응력 측정 연구.
3. Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., Martin, C. D., 2002, Modelling brittle failure of rock, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol. 39, pp.731-741.
4. Hoek, E. and Brown E.T., 1980, Underground excavation in rock, Inst. Mining and Metallurgy, London.
5. Hoek, E. and Brown E.T., 1997, Practical Estimates of Rock Mass Strength, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 34, pp.1165-1186.
6. Kaiser P.K., 1986, Construction methods for large rock caverns Trends and Innovations, General Report, Int. Symp. Large Rock Caverns, Finland,3 p.1877-1907.
7. Kaiser P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D.,2000, Underground works in hard rock tunnelling and mining, Keynote Lecture. at GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
8. Kaiser, P.K., McCreath, D.R., and Tannant, D.D., 1996, Canadian Rockburst Support Handbook, Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Sudbury, Canada, 314p.
9. Martin C. D., 1997, The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, Can. Geotech. J. Vol. 34, pp.698-725.
10. Martin C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R., 1999, Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal 36 (1), pp 136-151.