

장대터널 대심도구간 안정성 확보방안 연구

이창원, 이일우, 김동현((주)삼보기술단)
이진무, 엄태원(SK건설(주))

1. 서언

최근 험준한 산악지형을 선형 직선화 경향과 터널 기술력 향상등으로 장대화 되고 대심도구간 통과사례가 증가하고 있다. 본 논문에서는 최근의 심도 600m의 대심도 터널설계 사례를 중심으로 조사계획과 단면설계, 대심도구간의 취성과괴와 스쿼징에 대한 가능성 예측 및 대처방안과 계측계획 수립을 소개하고자 한다. 또한, 취성과괴 모사가 가능한 수치해석 모델에 의한 터널의 안정성 검토등에 대하여 언급하고자 한다.

2. 지반조사

2.1 조사위치도 및 조사내용

터널구간 조사위치 및 조사수량은 그림 2.1과 같다.

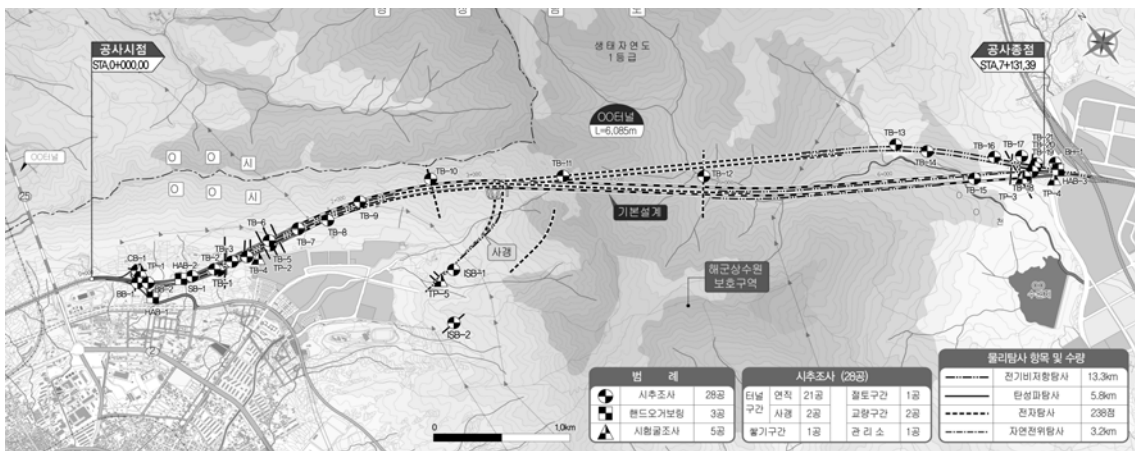


그림 2.1 과업구간 조사위치도 및 조사수량

터널연장 6,085m중 심도 200m 이상의 대심도 구간은 2,422m로 최대 심도는 600m정도다. 본 구간은 생태자연도 1등급의 청정지역이며, 해군상수원 보호구역상에 위치하고 있어 암중 및 암질상태를 파악하기 위하여 헬기를 이용한 대심도 시추조사를 다음 표 2.1과 같이 수행하였다.

표 2.1 헬기시추에 의한 대심도 시추조사 결과

구 분	표고	층 후 (m)							지하수위 (G.L.(-)m)
		표토	붕적층	풍화토	풍화암	연암	경암	합계	
TB-10	459.1	2.0	-	2.7	-	10.8	385.0	400.5	81.0
TB-11	675.0	-	-	-	-	-	600.0	600.0	240.0
TB-12	256.0	-	4.5	-	-	3.5	203.5	211.5	4.5

또한, 전기비저항 탐사와 비교해 거리에 따른 감쇠가 작기 때문에 분해능이 높아 심부의 비저항 이상대를 감지하는데 유리한 전자탐사를 수행하였다.

그림 2.2는 본선구간 전자탐사결과 획득된 전기비저항단면 이다.

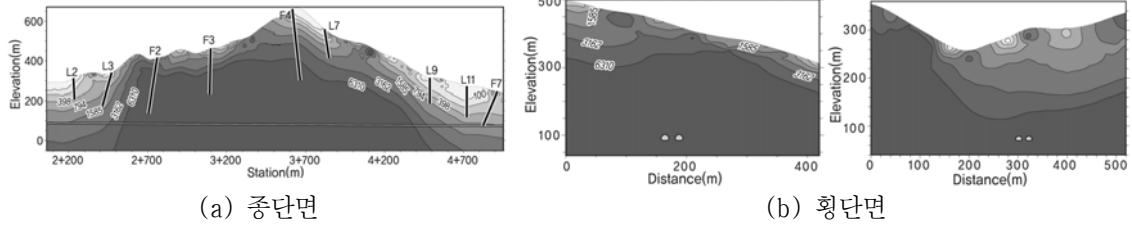


그림 2.2 본선구간 종단면 및 횡단면 전자탐사 결과

2.2 지반조사 분석 결과

선구조분석, 상계지질조사, 대심도 시추조사, 전기비저항탐사, 전자탐사등의 물리탐사를 터널 전구간에 수행한 결과 단층9개, 선구조 6개의 취약지질구조를 확인하였으며, 대심도구간 단층(F2~F4)은 터널에 영향을 미치지 않고, 종점부 단층(F7~F9)은 터널에 영향을 미치는 것으로 조사되었다. 터널 상부 1D(D:터널직경) 구간을 포함한 암반분류를 실시하여 최종 암반등급을 선정하였으며, 대심도구간의 암반등급은 대부분 1등급으로 양호한 상태를 보이는 것으로 검토되었다. 그림 2.3은 터널구간 최종 암반등급도를 나타낸 것이다.

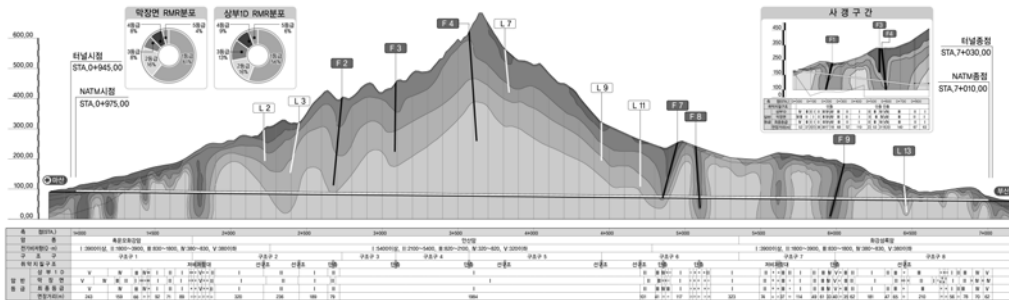


그림 2.3 최종 암반등급도(하행)

3. 대심도를 고려한 단면설계

본 구간의 축압계수는 1.57~3.59로 높은 편으로 조사되어, 단면설계를 위해 그림 3.1과 같이 기본계획과 기본설계 표준단면에 대해 축압계수별 수치해석을 수행하여 단면형상 차이에 따른 단면의 적정성을 검토하였다. 해석영역은 좌우 5.0D와 하부 4.0D이상 확보하도록 하였으며, 기본계획 및 기본설계 단면에 대해 축압계수 $K_0=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ 을 적용하여 단면형상별 안정성을 검토하였다.

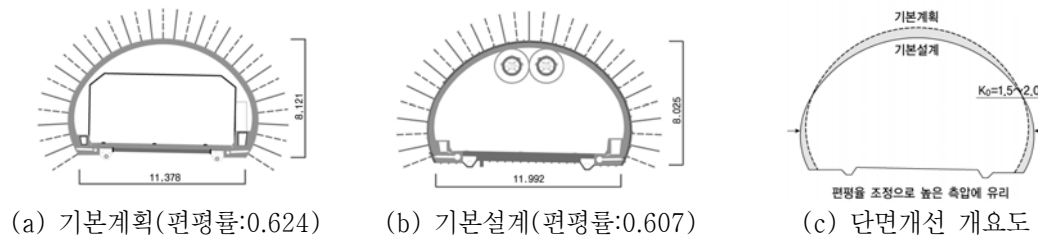


그림 3.1 해석 표준단면도 및 단면개선 개요도

측압계수별 수치해석결과 천단변위 발생 차이는 미미한 것으로 검토되었으며, 내공변위 및 슛크리트 휨 압축응력은 그림 3.2와 같이 측압계수가 커질수록 기본설계 단면이 기본계획 단면보다 감소하는 경향이 큼을 보이고 있다.

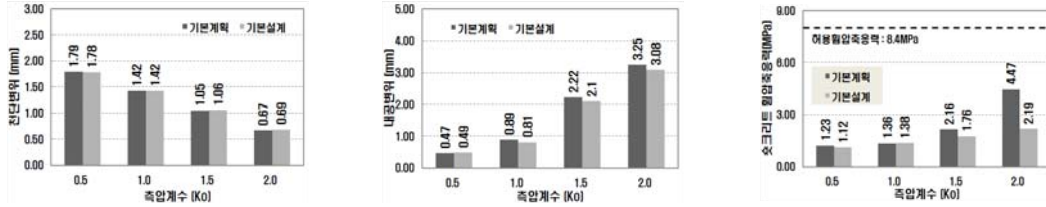


그림 3.2 측압계수별 수치해석 결과

4. 대심도구간 발생가능 문제점 및 대책 검토

과지압이란 단순히 암반 내의 크기가 큰 지압을 의미하는 것은 아니고, 굴착시 현지응력 조건이 응력집중에 의한 불안정 요인을 야기할 정도로 충분히 큰 지압을 의미하며, 과지압 현상으로는 취성파괴에 의한 암편탈락 및 팽창(Squeezing)등이 있다.

4.1 취성파괴 가능성 평가 및 대책

4.1.1 취성암반 강도 평가

경암반에서 Hoek and Brown(1980)의 경험적 파괴 기준은 식 (4.1)과 같다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + \sigma_c^2} \quad (\text{식 4.1})$$

암반의 Hoek and Brown 상수(m, s)는 RMR 및 GSI를 이용하여 추정할 수 있고, RMR 이나 GSI가 100으로 접근함에 따라 암반의 강도는 암석강도에 가까워져, 터널경계에서 $\sigma_3 = 0$ 인 경우 파괴시 $\sigma_1 = \sqrt{s\sigma_c^2} = \sigma_c$ 가 됨을 알 수 있다. 그러나, Read and Martin(1996)에 따르면 괴상의 신선한 화강암(RMR≈100)내 시험터널에서 경험으로부터 터널 경계부 파괴가 s가 0.25일때 즉 $\sigma \approx 0.5\sigma_c$ 일때 발생한다고 하였다. 또한 남아공의 경험으로부터 s가 0.2일때 즉 $\sigma \approx 0.4\sigma_c$ 일 때 발생한다고 하였다.

4.1.2 Martin에 의한 취성파괴 검토

Martin은 암반의 취성파괴 사례를 암질조건(RMR)과 응력조건에 따라 표 4.1과 같이 9가지 경우로 분류하였다(1999). 검토구간의 현황은 표 4.2와 같으며, 이를 RMR과 최대주응력, 일축압축강도비에 따라 터널의 취성파괴를 검토하였다.

Martin et al(1999)에 따르면 일축압축강도는 ISRM 추천법(Brown,1981)에 따라 실험실에서 측정된 값을 사용하여야 한다고 하여 무결암의 실내시험 결과를 활용하였으며, 400~600m 심도의 1등급 암반구간에 대하여 취성파괴를 검토하였다.

검토구간의 현황은 다음 표 4.2에 나타내었고, 취성파괴 검토결과는 표 4.3과 같다.

표 4.2 검토구간 현황

심도(m)	암반등급	단위중량(kN/m ³)	RMR	Ko	σ_{ci} (MPa)	σ_{cm} (MPa)
400, 500, 600	1	27.0	85	2.0	150	52.9

표 4.1 암질 및 응력조건에 따른 취성파괴 양상

구분	괴상(RMR>75)		보통파쇄(50<RMR<75)		심한 파쇄(RMR<50)	
낮은 현지응력 ($\sigma_1/\sigma_{ci} < 0.15$)		선형 탄성 거동		블록과 썩기의 낙반, 미끄러짐		굴착면으로부 터 블록의 이탈
중간 정도의 현지응력 ($0.4 > \sigma_1/\sigma_{ci} > 0.15$)		굴착 경계면 부근의 취성파괴		무결암의 국부 취성파괴와 블록 이동		무결암의 국부 취성파괴와 불연속면을 따라서 분리
큰 현지 응력 ($\sigma_1/\sigma_{ci} > 0.4$)		굴착부 주변의 취성 파괴		굴착부 주변 무결암의 취성파괴와 블록 이동		압착 및 팽창성 암반. 탄성/소성 연속체 변형

표 4.3 Martin 제시 분류기준에 의한 검토결과

위 치	STA.3+300	STA.3+500	STA.3+660
최대지압(MPa)	19.6	25.5	31.8
일축압축강도(MPa)	150	150	150
최대지압/강도 (σ_1/σ_{ci})	0.13	0.17	0.212
RMR	85	85	85
취성파괴 가능성	선형탄성거동	굴착경계면 부근의 취성파괴	

4.1.3 취성파괴에 의한 손상개시 기준에 의한 검토

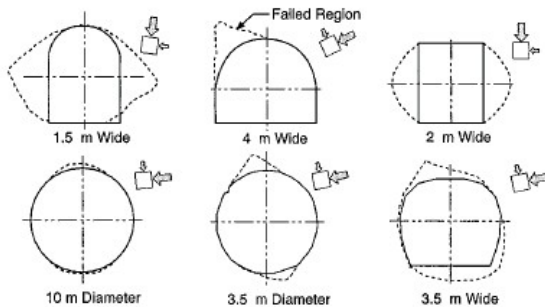


그림 4.1 노치 형태 예(Martin et al, 1999).

취성 암반내 터널의 응력 유도 파괴의 특징은 그림 4.1과 같이 V컷 모양의 파괴영역을 형성한다.

손상의 시작은 Mine-by 시험터널에서 미소탄성파를 측정 한 결과 일정 편차응력 $\sigma_1 - \sigma_3 = 1/3\sigma_c$ 에서 근사적으로 발생함을 증명하였다.(Martin, 1997) 또한, Martin et al(1999)는 Hoek-Brown 파괴기준을 식 4.2와 같이 일정 편차 응력 향으로 단순화 시켜 제안하였다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{s\sigma_c^2} \quad (\text{식 4.2})$$

여기서 마찰항의 발휘를 제한하기 위해 m은 0으로 두었고, $\sqrt{s} = 1/3$ 이다.

본 과업구간의 심도 250~600m까지 암반등급 I 을 적용하여 모델링하고 무지보 전단면 굴착후 터널주변 최대·최소 주응력을 구하여 취성파괴 가능성을 검토하였다. 표 4.4는 손상개시기준에 의한 검토조건 및 검토결과를 나타내고 있으며, 검토결과 심도 약 400m 이상에서는 취성파괴 가능성이 있는 것으로 검토되었다.

표 4.4 손상개시규준에 의한 검토조건 및 검토결과

심도 (m)	250	300	350	400	450	500	550	600
$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	10.2	12.8	15.5	18.3	21.0	23.9	26.6	29.2
$1/3 \sigma_c$ (MPa)	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6
취성파괴 가능성	×	×	×	×	○	○	○	○

4.1.4 손상지수(Di)에 의한 검토

손상지수, $D_i < 0.4$ 이하일 경우 암반은 탄성적이고 육안관찰에 의한 손상은 관찰되지 않으며, 취성파괴는 식 4.3과 같은 관계에서 발생한다고 하였다.(Martin et al, 1999)

$$D_i = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} = \frac{3\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} < 0.4 \quad (\text{식 4.3})$$

여기서, σ_1 과 σ_3 는 원거리 초기응력, σ_c 는 일축압축강도, σ_{\max} 는 최대접선응력이다.

수치해석을 통한 최대접선응력(σ_{\max} , 공동주변 최대주응력)을 산정하여 취성파괴 가능성을 검토한 결과는 표 4.5와 같다. 검토결과 심도 약 400m 이상에서 손상지수 0.4 이상으로 취성파괴 가능성이 검토되었다.

표 4.5 손상지수에 의한 검토조건 및 검토결과

심도 (m)	250	300	350	400	450	500	550	600
최대주응력(MPa)	12.6	15.7	18.9	22.1	25.3	28.5	31.6	34.5
일축압축강도(MPa)	58.9	58.9	58.9	58.9	58.9	58.9	58.9	58.9
손상지수 D_i	0.21	0.27	0.32	0.38	0.43	0.48	0.54	0.59

4.1.5 취성파괴 예상구간 통과시 대책

심도 400m 이상 구간에서 취성파괴 가능성이 있는 것으로 검토되어 미소탄성파(MS) 센서를 설치하여 발생위치와 발생규모를 예측하도록 계획하였다. 예측결과와 암반거동 징후를 종합 판단하여 소규모 취성파괴 발생시는 암반지지능력이 우수한 Swellex 볼트를 활용하고, 중·대규모로 발생시는 Cable 볼트로 보강을 하도록 계획하였다(그림 4.2~4.5).

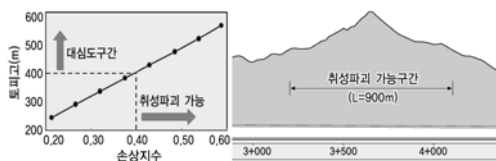
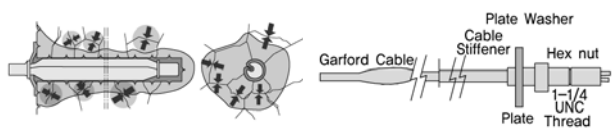


그림 4.2 취성파괴 발생가능 구간



(a) Swellex 볼트 (b) Cable 볼트
그림 4.3 Swellex 볼트 및 Cable 볼트 모식도

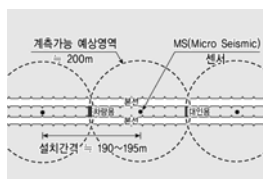


그림 4.4 MS센서 설치간격



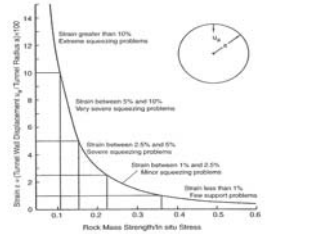
그림 4.5 센서설치, 터널내 계측시스템, 원격접속화면

4.2 소성유동(Squeezing) 검토 및 대책

암반 내에 협제된 단층과쇄대는 수평압에 의해 터널내공으로 소성유동(Squeezing) 현상이 발생할 수 있다. Hoek(2000)는 암반 터널의 변형률(u/a)을 암반의 일축압축강도(σ_{cm})와 초기응력(P_0)의 비로 예측하여 터널 변형율의 범위를 표 4.6와 같이 정의하였다.

표 4.6 Hoek(2000)에 의한 squeezing 거동분류

tunnel strain(%)	squeezing level
$\epsilon_t \leq 1.0$	few support problem
$1.0 < \epsilon_t \leq 2.5$	minor squeezing
$2.5 < \epsilon_t \leq 5.0$	severe squeezing
$5.0 < \epsilon_t \leq 10.0$	very severe squeezing
$10.0 < \epsilon_t$	extreme squeezing



또한, 축대칭 유한요소법을 적용하여 초기지중응력(P_0)과 지보압(P_i)으로 터널의 변형율 ϵ_t 를 다음 식 4.4와 같이 결정하였다.

$$\epsilon_t (\%) = 0.15 (1 - P_i/P_0) \left(\frac{\sigma_{cm}}{P_0} \right)^{-(3P_i/P_0 + 1)/(3.8P_i + 0.54)} \quad (\text{식 4.4})$$

여기서, P_i : 지보압, P_0 : 초기지압, ϵ_t : 변형률 백분율, σ_{cm} : 암반강도 이다.

4.2.1 변형백분율에 의한 소성유동 검토

본 과업구간의 단층대 현황은 그림 4.6과 표 4.7과 같다.

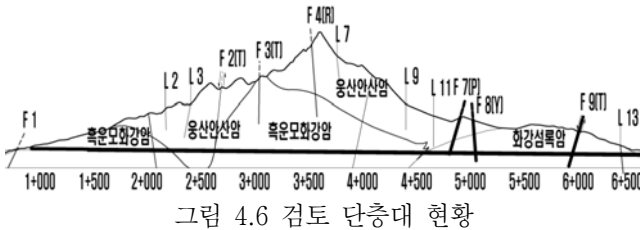


그림 4.6 검토 단층대 현황

표 4.7 터널과 교차하는 파쇄대 현황

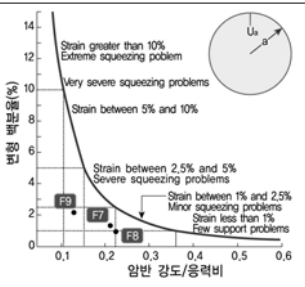
구분	단층폭	노선교차각	영향범위(m)
F7	10cm	147o	40
F8	80cm	16o	60
F9	40cm	124o	30

터널에 영향을 미치는 것으로 조사된 F7, F8, F9 단층대에 대하여 검토를 수행하였다.

심도에 따른 초기지중응력(P_0)을 결정하고, RocSupport 프로그램을 이용한 암반지보반응 곡선을 통하여 지보압을 검토한 후, 식 4.4에 의한 변형률을 검토한다. 소성유동 가능성은 변형률과의 관계에 의해 판단할 수 있으며, 표 4.6에 제시된 분류기준으로 검토한 결과는 표 4.8과 같다.

표 4.8 변형백분율에 의한 소성유동 검토조건 및 검토결과

구분	F7	F8	F9
지보응력 (P_i)			
σ_{cm} (MPa)	0.85	0.85	0.24
σ_{cm}/P_0	0.21	0.22	1.09
ϵ_t (%)	1.20	1.13	2.18



검토결과 암반강도비(σ_{cm}/p_0)에 의한 F7, F8, F9의 변형백분율은 1.0~2.5% 범위로 검토되었고, squeezing 발생가능성은 “minor squeezing problems” 카테고리 분석되었다.

4.2.2 소성유동 발생에 대한 대책

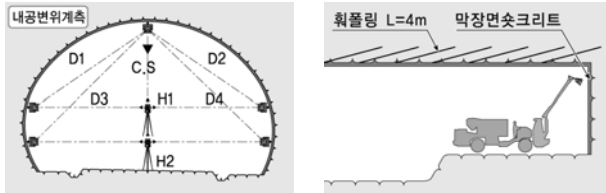


그림 4.7 현장 대응방안 수립

단층대 통과구간의 스퀴징 발생가능성에 대처하기 위하여 계측결과 급격한 변위 발생시 측벽과 천단부는 휘폴링을 추가 보강하도록 하였고, 막장면에 대해서는 신속한 막장면숏크리트를 타설하도록 계획하였다.

5. 대심도구간 취성파괴를 고려한 안정성 검토

5.1 CWFS 모델의 이론적 배경

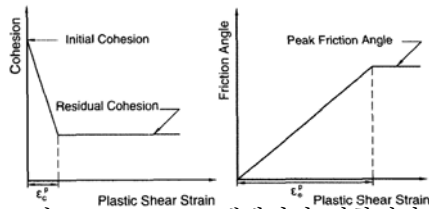


그림 5.1 CWFS 모델에서의 점착력과 마찰각의 발현 모식도

터널해석시 일반적으로 사용하고 있는 Mohr-Coulomb 모델은 강도를 결정짓는 하나의 전단파괴면이 존재하고, 재료의 점착력과 마찰강도가 파괴과정에서 동시에 발현한다고 가정한다. 이에반하여, CWFS 모델은 재료에서 발생하는 소성변형율에 따라 점착력과 마찰강도가 다르게 발현한다고 가정한다(그림 5.1). CWFS 모델에서 점착력은 암석이 손상을 받음에 따라 약화되어 잔류점착력으로 안정화되고 이후에 마찰강도가 발현되기 시작한다고 하였다. Read & Martin(1996)은 CWFS 모델이 취성파괴영역을 해석하는데 적합 것으로 평가하였다.

5.2 CWFS 모델을 이용한 수치해석

5.2.1 검토조건

터널 해석범위는 좌우는 5D, 하부 4D로 설정하였고, 상부지반은 상재하중으로 처리하였다. 수치해석에 적용된 지반물성은 표 5.1과 같으며, 잔류점착력은 Martin and Chandler(1994)의 정밀 실내시험결과를 토대로 Hoek & Brown 파괴기준과 실내 삼축압축시험결과 산정된 암반 점착력의 70%수준으로 산정하였고, 최대마찰각도는 암반의 내부마찰각으로 가정하였다.

표 5.1 수치해석에 적용된 입력물성

암종	암반등급	단위중량 (kN/m ³)	포아송비	점착력(MPa)	내부마찰각(o)	변형계수 (MPa)
				H>200	H>200	
화강암	I 등급	26.5	0.21	5.5	48	32,000

CWFS 입력변수는 손상제어시험(Damage-controlled test)을 통하여 소성변형율에 따른 점착력과 마찰각을 산정하여 입력하면 보다 더 정확한 결과를 예측할 수 있다. 또한, 점착력이 잔류값으로 안정화 되는 소성한계변형율(ϵ_c^0)과 최대마찰강도가 발현되는 소성한계변형율(ϵ_f^0)은 손상제어시험과 시험터널의 역해석결과로부터 Lac du Bonnet 화강암에 대해 제시된 0.2%와 0.5%를 각각 적용하였다. 그림 5.2는 CWFS 모델 해석을 위한 적용된 입력변수를 나타내고 있다.

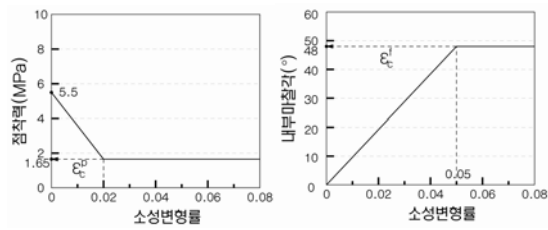


그림 5.2 적용된 CWFS 모델 입력변수

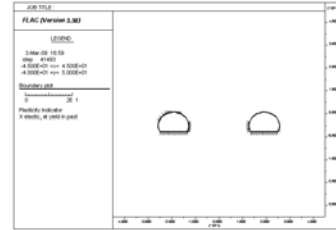


그림 5.3 CWFS 모델에 의한 수치해석 결과

5.2.2 해석결과

수치해석결과 그림 5.3에 보는 바와 같이 취성파괴는 관찰되지 않았고 이는 대심도이지만 1등급의 양호한 암반물성 영향으로 판단된다. 또한, 그림 5.4에 보이는 것처럼 천단변위는 3.96mm, 내공변위는 1.52mm 발생하는 것으로 검토되었고, 발생한 최대숏크리트휨 압축응력은 1.81MPa로 허용기준치 8.40MPa 이하로 안정성을 확보한 것으로 검토되었다.

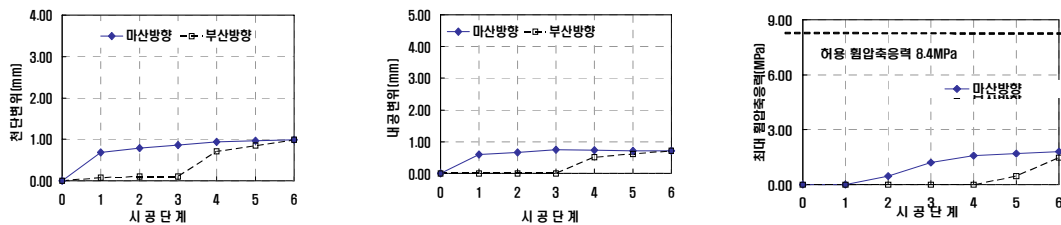


그림 5.4 시공단계별 변위 및 숏크리트 휨 압축응력

6. 결론

터널의 장대화로 대심도 터널의 적용사례가 증가하는 추세이므로 최근의 초장대 국도터널의 대심도구간 설계사례를 중심으로 고려된 사항에 대하여 정리하면 다음과 같다.

1. 생태자연도 1등급 및 해군상수원 보호구역으로 헬기를 이용한 시추조사와 전자탐사를 수행 결과 대심도 구간의 암반은 대부분 1등급의 양호한 암반으로 조사되었다. 200m 이상의 대심도구간 단층대는 터널에 영향을 미치지 않는 것으로 분석되었으나, 종점부의 100~200m 심도구간 단층대는 터널에 영향을 미치는 것으로 조사되었다.
2. 단면형상 변화와 측압계수를 0.5~2.0으로 변화시켜 단면적정성 검토를 수행하여 대심도의 높은 측압계수에 유리한 편편율을 적용한 단면을 계획하였다.
3. 다양한 방법에 의한 취성파괴 가능성 검토결과 400m 이상의 심도에서 취성파괴 가능성이 있어, 미소파괴음(MS) 계측센서를 설치하여 발생위치 및 규모를 예측하도록 하였으며, 발생규모별로 Swellex 및 Cable 볼트 보강 계획을 수립하였다.
4. 경암반의 협재된 단층대에 대해 Hoek(2000)가 제안한 변형백분율에 의한 소성유동 발생을 검토한 결과 'minor squeezing problem' 카테고리 분석되어, 급격한 변위발생시 휘폴링 추강보강과 신속한 막장면 숏크리트타설 계획등의 현장대응방안을 수립하였다.
5. 대심도 과지압 구간에서의 취성파괴를 모델링 하기 위해 변형률 연화 모델의 일종인 CWFS 모델을 활용하였고, 이 모델의 입력변수인 점착력과 마찰각의 소성한계변형률 (c_c^p, c_f^p)은 시험터널 역해석 결과로부터 Lac du Bonnet 화강암에 제시된 0.2%, 0.5%를

적용하였고, 암반의 점착력의 70%수준에서 최대마찰강도가 발현되고, 최대마찰강도는 암반의 마찰강도로 가정하여 해석을 수행하였다. CWFS 모델에 의한 수치해석결과 취성과파괴 형상은 관찰되지 않았고, 발생변위 및 지보재 응력 검토결과 터널의 안정성은 확보된 것으로 판단되었다.

참고문헌

1. 에스케이건설(SK건설), 2009, 석동~소사간 국도건설공사 기본설계보고서, pp. 82, 87.
2. 에스케이건설(SK건설), 2009, 석동~소사간 국도건설공사 터널해석보고서, pp. 57~60, 94.
3. 에스케이건설(SK건설), 2009, 석동~소사간 국도건설공사 지반조사보고서, pp. 15~52.
4. 최영태, 이대혁, 이희석, 김진화, 이두화, 유광호, 박연준, 2006, 과지압으로 인한 암반의 점진적 취성과파괴과정의 수치해석적 연구, 터널과지하공간, Vol.16, pp. 259-276
5. 천대성, 정용복, 박찬, 전석원, 2007, CWFS모델변수 결정을 위한 손상제어시험 및 이를 활용한 취성과파괴모델링, 한국터널공학회논문집, 제9권 제3호, pp. 263-273
6. 천대성, 박의섭, 정용복, 박철환, 신중호, 2008, AE와 MS 이벤트를 이용한 계측기술, 터널과지하공간, 제18권 제1호, pp. 1-9
7. 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.
8. Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. 1995, Support of underground excavations in hard rock, A.A. Balkema, Rotterdam.
9. Martin, C.D., Chandler, N.A. 1994, The progressive failure of Lac du Bonnet granite, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol. 31, pp. 643-659.
10. Read, R.S., Martin, C.D. 1996, Technical summary of AECL's Mine-by Experiment Phase 1: Excavation response, AECL Report AECL-11311.
11. Hoek, E., Paul Marinos, 2000, Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, Tunnels and Tunnelling International, Part 2.