

대구 지하철 터널의 적정지보패턴 선정에 관한 연구

지왕률¹⁾ · 최재진²⁾

Optimum Support Pattern Design of the Tae-Gu Subway Tunnel

Wang-Ruel Jee and Jae-Jin Choi

ABSTRACT

This is a Double-Track Railway tunnel in typical Tae-Gu black and gray shale forming part of the No. 1 Line of the Tae-Gu Subway. The main fault zone at tunnel is a moderately to highly weathered and closely jointed zone, 0.5 m wide with associated paralld jointing which is slickensided and fractured. After excavation by blasting, the soft rocks should need to be reinforced with optimal supporting pattern which might be better redesigned through the consideration of the results of in-situ rock measurements at the field. Performances of the field tests included Point Load Test, Schmidt Hammer Test, and field joint measurement gave the detail data for the optimum support design and safe excavation of the No. 1 Line of Tae-Gu Subway at the No. 1-7 construction site and the safety of this redesigned supports system was analysed by the FDM program FLAC.

1. 서 론

지하 암반내에 건설되는 지하철 터널은 오랜 기간과 막대한 비용이 소요되며, 많은 사람들이 이용하는 영구 구조물로서 시공시나 건설 완료 후에도 장기적인 안정성을 확보하여야 한다. 근래 들어 터널의 굴착에서부터 시공완료후 오랜 기간 동안 안전하게 유지하기 위해 설계 및 시공 과정에서 역학적 안정성을 해석하는 것이 반드시 필요한 과정이 되고 있다. 최근 안정성 평가를 위해 가장 효과적으로 많이 사용되는 방법으로 지반분류 방법을 통한 수치해석 방법을 들 수 있다. 지반분류 방법에는 RMR, RQD, RSR, Q-System 등이 있으며, 이러한 정량적인 방법에 의해 터널의 크기, 단면의 형상과 배열, 강재지보의 설치 여부, 록볼트의 길이와 간격, 슛크리트와 라이닝의 두께 등의 보강 방법을 결정하게 된다. 이와 같이 설계된 터널의 단면과 보강 방법에 대해 수치해석적인

방법을 통해 역학적 안정성을 검토하여 터널 주위의 응력분포와 변위 및 이완영역의 발달 범위를 파악하여 록볼트의 길이와 간격, 슛크리트와 라이닝의 두께 등을 재검토하여 설계하게 된다.

터널의 안정성 평가를 위한 수치해석시 입력자료를 얻기 위해 대상 지역에서 시추를 실시하고 여러 가지 암석역학적 현장시험과 실내시험 및 측정으로 암반의 공학적 분류에 따른 측정 결과의 보정 등을 통하여 가급적 정확히 나타내려는 노력에도 불구하고 실험실 및 현장에서 측정된 암반의 물성과 초기지압 등이 주로 측정 지점 주위의 국부적인 영역에 대한 측정 결과라는 문제가 있으며, 암반에 발달한 절리, 파쇄대, 단층대 등 불연속면의 영향과 암반의 불균질성, 이방성 등으로 기인하는 암반 고유의 영향을 정확히 고려하기 힘든 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 터널 갱구부가 전개된 대구 지하철 1호선 1-7 공구 현장에서 터널 단면에 대해

* 1994년 8월 2일 접수

1) 정회원, 삼우기술단, 지하철부 부장, Ph. D

2) 삼우기술단, 지하철부, M. Sc

Schmidt Hammer Test와 Point Load Test를 통해 전반적인 암석의 강도시험을 실시하여 보다 정확하고 광범위한 자료를 얻었으며, 파쇄대, 단층 등의 현황 등도 정밀히 조사하였다. 또한, 현장조사 결과를 분석하고 암반의 공학적 분류를 통해 터널의 보강 패턴을 결정하였으며, 암반의 공학적 분류 결과로 얻어진 암반물성을 입력자료로 이용하여 보강 패턴에 따른 터널의 굴착 보강 단계별 6단계 탄소성 유한차분 해석을 수행하여 터널의 안정성을 검토하였다. 초기 지압에 대한 측정은 이루어지지 않아 국내에서 실측된 초기지압의 범위¹⁾(0.7~1.4)를 고려하여 세 경우($k_0 = 0.7, 1.0, 1.4$)로 가정하여 해석하였으며,¹⁾ 그 결과로 지반의 변형거동, 보강재에 작용하는 응력과 하중 등을 계산하였다.

2. 해석대상지역의 지질

본 연구 대상 지역 일대는 중생대 백악기의 퇴적 암류가 주류를 이루며 이를 관입분출한 안산암질암과 백악기 최후에 있었던 심성관입 작용에 의한 심성화성암으로 구성되어 있다. 이들은 소위 경상계 퇴적 분지중 가장 규모가 큰 밀양분지의 북서부에 위치하는데, 본 지역의 퇴적암은 이 분지의 중앙부 내지 상부에 해당하는 낙동층군 최상부층인 태용층이 본 지역 북서단부에 소규모로 분포한다. 그 위에 신라층군의 신라역암층, 학봉화산암층, 함안층, 반야월층이 단사구조의 단순한 층서로 분포하고 있으며, 이중 함안층과 반야월층이 가장 넓은 분포면적을 차지하고 있다.²⁾

본 지역을 지배하는 지질구조는 W-E 방향이 가장 우세하며, 북부 팔공산 부근과 남부의 앞산 부근을 가로질러 나타난다. 서부에서는 N-S 방향과 N25°-35°W 방향이 우세하게 나타나며, 본 지역 중앙부에서는 N-S 방향과, N30°-40°E 방향, N40°-50°E 방향이 약간 우세하게 나타난다.

조사지역의 지하 지질 단면은 매립층, 충적층, 풍화토 등의 미고결층과 풍화암, 연암, 보통암, 경암의 상태로 나타나는 기반암층으로 구성되어 있다. 본 해석대상지역은 대구지하철 1호선 1-7 공구의 STA. 8^k786으로 명덕정거장과 복선터널이 만나는 지점으로 회색 셰일(Shale)이 기반암을 이루고 있으며, 지표하 1.3m까지는 매립층, 그 밑으로 바로 연암이 나타나며,

11.0m부터 19.7m까지는 보통암이 존재하고, 그 하부로는 경암이 나타나고 있다.

3. 현지암반조사 및 암반의 공학적 분류

3.1 현지암반조사

1-7 공구에서 1-6 공구로 향하는 갱구부 STA. 8^k786 지역에서 환기구 하부까지 굴착이 완료되고 갱구 초입구 막장면이 전개되어 있다. 여기에 터널 단면을 그리고, 우선적으로 터널 굴진 전막장면에 대하여 그림 1과 같이 터널 Crown부, 터널 S.L 부분, 터널 하부로 나누어 점하중시험(Point Load Test)과 Schmidt Hammer Test를 통해 암반강도 측정을 실시하였으며,^{3,4)} 터널 굴진막장면 측벽하부에도 동일한 조사를 실시하였다. 또한, Clinometer를 이용하여 절리의 주향, 경사 등을 측정하였다.

3.1.1 점하중 측정 시험(Point Load Test)

점하중시험은 Broch & Franklin(1972),⁵⁾ Bieniawski(1984)⁶⁾의 연구에 의해 암석의 강도를 간단히 분석하는 방법으로 두 점 사이의 암석 시료에 점하중을 가하는 것으로 측정자료의 표면과 관계없이 불규칙하거나 대략 절단한 시료에도 적용 가능하다. 본 시험은 현장에서 슈미트해머 타격을 가한 동일한 위치에서 해머를 이용하여 채취한 비정형시편에 대해 실시하였으며, 실험한 시편의 직경은 4~6cm이었다.

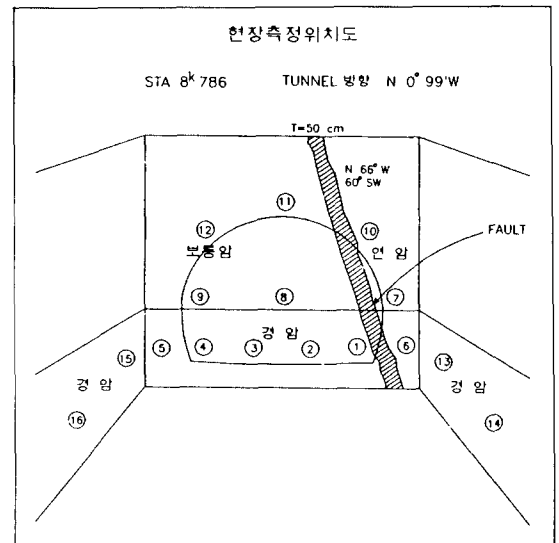


그림 1. 현장측정 위치도

표 1. 터널 막장면 Point Load Test 결과

위 치	터널 하부						터널 S.L			터널 Crown부			터널 우측		터널 좌측	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯
점하중	3.8	10.5	7.5	11.0	10.0	6.0	-	-	-	-	-	-	10.0	29.0	9.0	10.0
	3.9	12.0	6.5	7.5	10.0	6.0	-	-	-	-	-	-	13.5	29.0	14.0	17.0
측정강도 (kN)	2.6	7.0	11.0	12.5	8.0	7.0	-	-	-	-	-	-	30.0	27.0	7.5	14.0
	11.0	6.0	12.0	13.0	13.0	7.0	-	-	-	-	-	-	21.0	12.0	8.0	11.0
	7.0	7.0	11.0	19.0	14.0	5.0	-	-	-	-	-	-	19.5		7.0	11.0
평균	5.7	8.5	9.6	12.6	11.0	6.2							18.8	23.8	9.10	12.6
강도(kg/cm ²)	560	830	940	1,230	1,080	610							1,840	2,330	890	1,230

표 2. 터널 막장면 Schmidt Hammer Test 결과

위 치	터널 하부						터널 S.L			터널 Crown부			터널 우측		터널 좌측	
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯
Schmidt Hammer	16	37	38	50	30	20	25	22	24	20	20	24	52	58	48	52
	24	33	46	50	28	22	24	48	28	18	42	24	24	63	39	54
Rebound Number	25	41	44	50	40	23	28	28	29	20	24	23	26	36	48	62
	30	55	36	48	48	28	29	24	33		22	37	27	50	47	45
	47	35	40	52	50	40	40	24	47		23	40		62	45	54
	45	38					42	24	28		27	36			43	62
	25						46				30	40				
											24					
평균	30.3	40.0	40.8	50.0	39.2	26.6	31.3	30.9	31.5	19.3	26.5	32.0	32.3	53.8	45	54.8
강도(kg/cm ²)	440	780	810	1,380	760	340	450	450	450	260	342	480	510	1,430	1,120	1,480

환산계수 K_c 는 Bieniawski가 NX core에 대해 제안한 24를 사용하였으며, Point Load Index(I_s)의 계산은 Broch와 Franklin이 제안한 다음 식을 사용하여 구하였으며 최종적으로 식(2)에 의해 구해진 암석의 압축강도는 표 1에서 보는 바와 같다.

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (1)$$

여기서, P: 파괴시 하중 (kg)

D: 시편의 직경 (cm)

$$\sigma_c = K_c \times I_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

여기서, σ_c : 단축압축강도 (kg/cm²)

I_s : 점하중 Index (kg/cm²)

K_c : 환산계수 (24)

3.1.2 슈미트 해머 시험(Schmidt Hammer Test)

암반에 대한 반발계수(Rebound Number)로 암반의 강도를 측정하는 방법으로 현지 시험에서는 벽면 암반에 수직인 방향으로 타격하였으며, 한면에 대하여 5회 이상 타격하여 평균치로부터 Müller(1965)⁷⁾에 의해 반복실험에서 얻어진 Schmidt 반발치와 단축압축강도의 환산표에 의하여 암반의 강도를 계산하였으며 그 결과는 다음의 표 2에서 보는 바와 같다.

3.1.3 불연속면 조사

절리의 거침도, 간격, 지하수 상태 등을 조사하였고 Clinometer를 이용하여 절리의 주향, 경사 등을 측

정하였다.

3.2 조사결과 및 지보패턴 선정

현장조사 내용을 분석한 결과, 현재 수직구가 굴착되어 1-6 공구 방향으로 터널이 굴착될 막장면이 형성되어 있다. 암층은 30~50 cm 정도의 절리가 경사 60° 정도로 급격히 발달하고 있다. 기반암은 회색 셰일(Shale)이었다. 점하중시험과 Schmidt Hammer Test의 결과를 비교하면 다음의 그림 2에서 보는 바와 같이 Schmidt Hammer Test 결과와 Point Load Test 결과는 각 측정위치에서 대체로 비슷한 강도를 보여 두 시험의 결과치가 비교적 유사한 경향으로 수렴됨을 알 수 있으나, 13과 14번 위치에서는 많은 차이를 보인다. 이곳은 터널의 우측으로 절리가 발달해 있어 암벽에 Schmidt Hammer로 타격하였을 때 강도의 일부를 절리면이 흡수하는 현상으로 인해 암석시편으로 시험한 Point Load Test에 의한 강도가 더 큰 것으로 사료된다. 또한, 터널을 중심으로 터널 하부는 경암층으로 터널 중심선에서 좌측으로 갈수록 강도가 증가됨이 확인되었다.

터널의 중앙부인 S.L 상에서 크라운부까지는 보통암이 발달하고 있으며 크라운부 상부도 보통암이 발달하고 있으나, 터널 우측을 경사 60°, 폭 50 cm의 단층을 경계로 Fault 우측은 연암이 발달하고 있다. 터널 좌측부에는 지하수가 흐르고 있고 나머지 부분은 건조한 편이다. 이 구간은 원래 복선터널 표준단면을

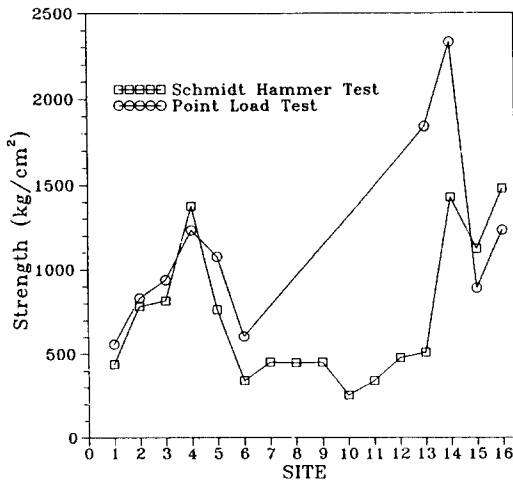


그림 2. 측정 위치에 따른 강도

적용한 NATM 공법으로 설계되어 있으나 단층과 파쇄대로 인한 열악한 지반조건으로 인하여 시공의 안정성 확보가 어려워 현지암반조사, 유한차분해석, 경험적 설계방법 등에 의하여 그림 3과 같이 지보패턴을 새로 선정하였으며 그 내용은 다음과 같다. 터널 지보패턴 선정을 위한 암종구분은 연암, 보통암으로 지보패턴을 결정하면 되나, 단층대의 출현으로 터널 크라운부 우측 암층이 Poor Rock으로 판별되고 터널 크라운 상부에 이완대가 발달하여 굴진시 무지보 상태에서 붕락의 위험이 있으므로 Forepolling을 실시하여 상부 이완대의 붕락을 막고, 터널 S.L 아래는 경암이 발달하므로 3m 길이 볼트를 1.3m 간격으로 양 측벽에 모두 12개를 설치하여 터널 좌우측벽에 압축 지지대를 형성하여 크라운부까지 아치대를 형성시키며 지반조건에 따른 경험식에 의해 슛크리트의 두께를 15 cm로 하여 안전성을 높이도록 하였다.

굴착방법은 상하부 반단면 굴착공법으로 전기 발파에 의한 NATM 공법을 적용한다. 굴진장을 초기에 0.8 m로 하고 암질이 개선되면 1.2 m까지 늘려가도록 한다. 천공장비는 Komando 100 미니점보(Tamrock)로써, 발파용 천공경은 45 mm를 적용하여 상하부 반단면 분할발파하도록 설계하였다.

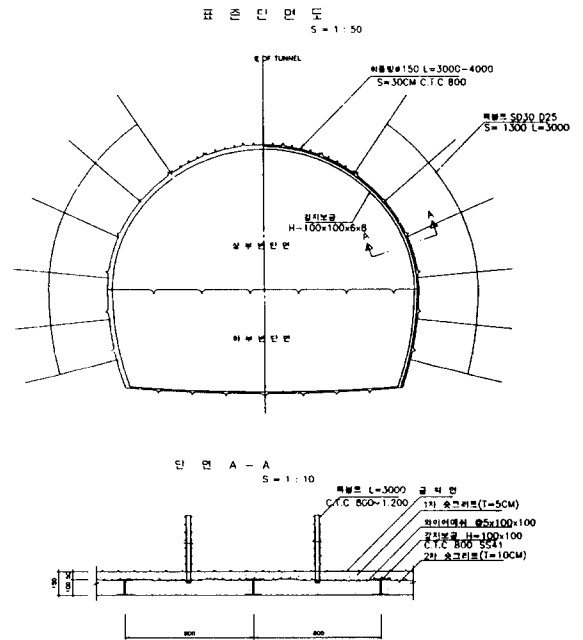


그림 3. 지보패턴도

3.3 암반의 공학적 분류

일반적으로 암반의 물성은 현장에서 시추에 의해 채취한 암석시료로 실험실에서 각종실험을 통해 물성을 파악한 다음, 이 결과를 토대로 현지암반의 물성치를 추정하고 있으나, 현지암반의 경우 불연속면이나 지하수 등의 여러 요인들로 인해 그 특성을 정확히 나타내기는 힘들다. 현지 암반상태 및 특성을 파악하기 위해 사용되는 보편적인 분류방법에는 RQD에 의한 분류방법, RSR에 의한 분류방법, RMR에 의한 분류방법, Q-System에 의한 분류방법과 같은 것들이 있으며 이들은 현지암반상태를 여러가지 요소로 구분, 조사하여 정량적인 값으로 나타내고, 이를 보강의 필요성 판정 및 보강방법, 설계 등을 위한 기준으로 사용할 수 있도록 암반을 공학적으로 분류하는 방법이다.

본 해석대상지역에 대한 현장지질조사 자료의 암반분류는 1984년 Bieniawski⁶⁾가 제안한 RMR 분류방법에 의해 암반의 공학적 특성을 정량적으로 평가

하였으며, 암반을 평가하는 방법으로 6가지의 요소 즉, 신선한 암반에서의 단축압축강도, RQD(Rock Quality Designation), 불연속면의 상태와 간격, 지하수 상태, 불연속면의 방향 등을 Point Load Test와 Schmidt Hammer Test를 비롯한 실험실과 현장시험에서 실측하여, 그 결과를 토대로 각각의 측정위치에 대한 RMR 분류를 실시하였으며 그 결과는 표 3과 같다.

4. 수치해석에 의한 적정 지보패턴 선정 검토

대구지하철 1-7 공구 터널의 설계변경에 따라 결정된 지보패턴의 타당성과 터널의 안정성 평가를 위해 본 연구에서는 유한차분법을 이용한 굴착보강단계별 탄소성해석을 실시하였다. 유한차분해석에 사용된 프로그램은 지반전용해석 프로그램인 FLAC이다.

터널의 굴착과 시공시 암반이나 토층의 안정성을

표 3. 터널 막장 측정부분별 RMR 값

Site 번호	위 치	Strength of Intact Rock Material (kg/cm ²)			RQD			Spacing of Joint (cm)		Condition of Joints		Ground Water (l/min)		Rating Adjustment		R M R 값	경사	주향
막 장 면	①	터널하부	440	4	20	3	20	10	J4	20	Dry	12	Fair	-5	44	60°SW	N28°W	
	②	"	780	7	50	8	40	12	J3	12	Dry	12	Fair	-5	46	63°SW	N30°W	
	③	"	810	7	45	8	45	13	J4	20	Dry	12	Fair	-5	55	62°SW	N86°W	
	④	"	1,230	12	55	13	50	14	J4	20	Dry	12	Fair	-5	66	65°NW	N72°E	
	⑤	"	760	7	45	8	51	14	J3	12	Wet	8	Fair	-5	44	72°NW	N28°E	
	⑥	"	340	4	15	3	40	12	J2	6	Dry	12	Fair	-5	32	60°SW	N66°W	
	⑦	터널 S.L	450	4	20	3	30	11	J2	6	Dry	12	Fair	-5	31	56°SW	N38°W	
	⑧	"	450	4	20	3	50	14	J4	20	Dry	12	Fair	-5	48	62°NW	N42°E	
	⑨	"	450	4	20	3	35	12	J3	12	Wet	8	Fair	-5	34	68°NW	N34°E	
	⑩	터널 Crown	250	4	20	2	15	7	J2	6	Dry	12	Fair	-5	27	52°NW	N20°E	
	⑪	"	340	4	15	3	24	10	J3	12	Dry	12	Fair	-5	36	59°SW	N56°W	
	⑫	"	480	4	20	3	40	12	J3	12	Wet	8	Fair	-5	34	74°NW	N18°E	
측 벽 부	⑬	터널측벽 하부(우)	600	7	45	8	60	15	J3	12	Dry	12	Fair	-5	49	62°SW	N72°W	
	⑭	"	1,400	12	80	17	40	12	J3	12	Dry	12	Fair	-5	60	72°SW	N74°W	
	⑮	터널측벽 하부(좌)	900	8	90	20	130	18	J4	20	Wet	8	Fair	-5	69	70°SW	N32°W	
	⑯	"	1,200	12	75	17	100	16	J4	20	Wet	8	Fair	-5	68	72°SW	N66°W	

FAULT N66°W, 폭 50 cm: 터널 우측, TUNNEL 방향 N 0° 99'E

증가시키기 위해 지보재를 사용하게 되는데 수치해석 상에서도 이러한 과정을 고려하여야 한다. 따라서 본 안정성 해석에서는 터널의 굴착과 보강단계별 시공 순서에 맞추어 해석을 수행하였으며, 슛크리트와 록 볼트는 각각 FLAC에서 빔요소와 케이블요소로 정의 하여 구조해석을 수행하였다.⁸⁾

4.1 해석 입력치

터널의 안정성을 검토하는데 있어 수치해석시 필요한 암반의 물성치를 평가하는 데는 많은 어려움이 있다. 일반적으로 터널 주위의 시추조사에서 얻어진 코아를 이용하여 암석의 강도와 물성을 실내시험에 의해 구한다. 그러나, 무결암(Intact Rock)의 실내시험에서 얻어진 물성치를 현장암반에 적용시켜 수치 해석을 하는 것은 현장암반에 존재하는 Fault, 파쇄대, 절리등의 불연속면이 배제된 상태이므로 적합하지 못하여 물성치(탄성계수, 포아송비, 점착력, 내부마찰 각, 단위중량 및 초기지압)에 대하여 다음과 같은 과정을 거쳐 그 값을 결정하였다.

4.1.1 탄성계수의 결정

암반의 탄성계수는 대상암반의 변형특성을 나타내는 중요한 입력물성이다. 시험대상 암반의 파괴가 클수록 시험결과는 그 대상암반의 변형특성을 잘 대변해 주는 Size effect로 인해 신뢰성 있는 암반의 탄성계수를 얻기 위해서는 실내시험보다 현장시험이 수행되어야 한다. 현장에서 암반의 탄성계수를 측정하는 방법으로는 평판재하시험, Flat jack 시험, Goodman jack 시험, Elastometer를 이용하는 방법등이 있다. 또한, 실험실에서 암석을 이용한 물성시험을 하지 않고 현지암반이나 시추 Core를 관찰하여 공학적으로 분류한 RMR(Rock Mass Rating, CSIR)에 의해 암반의 탄성계수를 정하는 방법을 Bieniawski가 제안하였다.⁹⁾ RMR이 50 이상일 때 RMR과 암반의 탄성계수의 관계는 0.9612로 매우 높다. Serafim과 Pereira(1983)¹⁰⁾은 RMR이 50 이하일 때 암반의 탄성계수를 구하여 Bieniawski의 결과를 보완하였다.

$$RMR > 50 : E_M = 2 \times RMR - 100$$

(GPa) : Bieniawski

$$RMR < 50 : E_M = 10 \frac{RMR - 10}{40}$$

(GPa) : Serafim과 Pereira

공학적 암반분류에 의하여 암반의 탄성계수를 구하는 것은 실내시험의 경우 피할 수 없는 자료의 분산에 의해 발생하는 오차를 제거하는 장점이 있다. 정확한 탄성계수를 구하기 위해서는 이러한 방법중 두가지 이상을 선택하여 수차례에 걸쳐 시험이 수행되어야 한다. 그러나 본 해석에서는 여건상 이러한 자료가 충분치 못하므로 암반의 공학적 분류결과로부터 얻은 R.M.R 지수를 이용한 정량적 예측치를 토대로 결정하였다.

4.1.2 암반의 단위 중량과 초기 지압

암반의 단위중량은 실내 암석시험에 의하여 얻을 수 있고 깊이에 따른 초기지압 사이에는 $\sigma_z = \gamma \cdot Z$ (γ : 암반의 단위중량, Z: 심도)의 관계에서 크게 벗어나지 않는다. 한편 수직응력 σ_z 와 수평압축응력 σ_x, σ_y 를 받고 있는 암석에서 이들 응력과 관련된 수직, 수평 변형율과의 관계는 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]$$

상기식에서 수평응력 σ_x, σ_y 는 같으며 $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ 인 조건에서

$$\alpha_x = \alpha_y = \frac{\nu}{(1-\nu)} \cdot \sigma_z = k_0 \cdot \sigma_z$$

현지 실측의 경우 초기수평응력과 초기수직응력의 비(k_0)는 경암에서 0.5~0.8 연암에서 0.8~1.0이며 1.0

표 4. 우리나라에서의 초기지압 실측치

위치	측정심도 (m)	평균수평응력 σ_h (kg/cm ²)	수직응력 σ_v (kg/cm ²)	k_0 (σ_h/σ_v)
삼랑진	150	49.9	53.0	0.94
제2연화	200	76.7	57.3	1.33
상동(1)	285	66.6	73.3	0.91
상동(2)	594	140.6	155.8	0.90
강원	802	377.1	264.2	1.42
울산(B)	142	28.5	39.4	0.72
울산(P)	195	35.1	49.8	0.71

보다 큰 경우도 있다. 표 4에 나타난 우리나라에서의 측정치를 보면 초기수직응력은 암반의 단위중량과 지표로부터의 깊이에 비례하고 k_0 값은 0.7~1.4의 범주에 있음을 알 수 있다.¹⁾ 그러므로, 현장에서 일어날 수 있는 토압비 k_0 를 최소값(0.7), 평균값(1.0), 최대값(1.4)일 때의 경우를 각각 분석하여 초기지압에 따라 예상되는 해석결과의 모든 범위 내에서 터널이 안전한가를 검토하였다.

본 터널 안정성 해석에서 사용한 지보재로는 록볼트와 슛크리트로 물성치는 설계기준에 의한 값으로 표 5와 같으며, 암반물성인 단위중량과 포아송비는 대구지하철 1호선 기본설계 지질조사 보고서를 참고하여 실내시험치를 사용하였으며, 기타 물성치는 현장시험과 RMR 분류를 중심으로 기존의 시공사례를 참고로 결정하였다. 이상과 같이 결정된 지반물성치는 표 6과 7에 정리되어 있다.

표 5. 지보재 물성치

지 보 재	탄성계수 (E, MPa)	포아송비 (ν)	단위중량 (γ , kg/cm ³)	점착력 (C, MPa)	인장강도 (σ , MPa)
Soft Shotcrete	4,905	0.2000	0.0024	2.0	0.981
Hard Shotcrete	14,715	0.2000	0.0024	5.0	0.981
Concrete Lining	20,601	0.2000	0.0025	5.0	0.981
Rock Bolt	206,010	0.0005		10.0	343.350

표 6. 터널주변 지반 물성치

구 분	심도(m)	탄성계수 (E, MPa)	포아송비 (ν)	점착력 (C, MPa)	내부마찰각 (ϕ , °)	단위중량 (γ , kg/cm ³)	인장강도 (σ , MPa)
매립층	0.875	20	0.35	0.005	23	0.00189	0.001
풍화토	2.135	40	0.35	0.010	25	0.00189	0.001
연 압	8.975	2,660	0.25	0.195	34	0.00248	0.245
보통암	12.495	4,210	0.25	0.385	36	0.00250	0.245
경 압	12.495 이하	10,590	0.20	1.497	40	0.00270	0.981

표 7. 터널 막장면 측정 위치별 입력치

Site 번호	암종 구분	심도 (m)	탄성 계수 (E, MPa)	점착력 (C, MPa)	내부 마찰각 (ϕ , °)	단위중량 (γ) (kg/cm ³)	인장 강도 (σ , MPa)	암반 분류 RMR 값	Remarks
①	경 압	터널하부	7,080	0.827	39	0.0027	0.981	44	
②	"	"	7,940	0.980	39	0.0027	0.981	46	
③	"	"	10,000	2.106	41	0.0027	0.981	55	
④	"	"	32,000	5.364	44	0.0027	0.981	66	
⑤	"	"	7,080	0.827	39	0.0027	0.981	44	Water Flow
⑥	연 압	"	3,550	0.298	36	0.00248	0.245	32	Fracture Zone
⑦	"	터널, S.L	3,350	0.274	35	0.00248	0.245	31	Fault
⑧	보통암	"	8,910	1.160	40	0.0027	0.981	48	
⑨	"	"	3,980	0.353	36	0.0025	0.245	34	Wet
⑩	연 압	터널, Crown	2,660	0.195	34	0.00248	0.245	27	Fracture
⑪	보통암	"	4,460	0.419	37	0.0025	0.245	36	
⑫	"	"	3,980	0.353	36	0.0027	0.245	34	Wet

4.2 안정성 해석을 위한 모델설정

유한 차분법을 통한 대상지반의 해석시, 가장 중요한 것은 지반의 물성치 외에 경계조건과 초기조건이다. 경계조건을 적용하기 위한 해석영역은 터널의 굴착에 의한 영향이 무시될 정도의 영역까지 설정하여 주어야 하며, 외곽 경계는 Infinite Boundary 개념을 도입하여야 한다. 이를 위해 그림 4와 같이 터널 직경의 4배 이상으로 해석영역을 설정하였으며, 좌우 경계부는 수평변위를 구속하고 하단은 수직변위를 구속하였다. 해석모델은 3,000개의 요소와 3,111개의 절점을 사용하여 해석하였다.

초기조건으로는 중력장에 의한 자중을 하중조건으로 고려하였다. 자중의 고려를 위해 지반을 구성하는 각 지층의 단위질량을 기준으로 각 유한요소의 적분점에서의 상부적재중량을 계산하였고, 이 값을 수직하중으로 사용하였다. 수평방향으로는 이미 설명하였듯이 정지토압계수 k_0 를 사용하여 다음 식과 같이 재하하였다.

$$\text{수직하중} = \rho \cdot g \cdot z$$

$$\text{수평하중} = k_0 \times \text{수직하중}$$

굴착 단계 및 막장 진입의 영향을 해석하기 위하여는 3차원 해석을 수행하여야 하나, 막대한 전산비용과, 모형화하기 어려운 단점을 지닌다. 이러한 문제를 효율적으로 해결하기 위하여 3차원적 거동을 2차원 평면변형을 문제로 해석하는 응력개방을 사용할 수 있다. 이러한 응력개방은 막장 진행에 따라 결정되며, 단면에서의 적용하중은 단면에서의 굴착형태에 따라 자중과 초기응력에 의해 계산된다. 본 해석에서는 각각의 해석단면에 대해 시공단계별 거동을

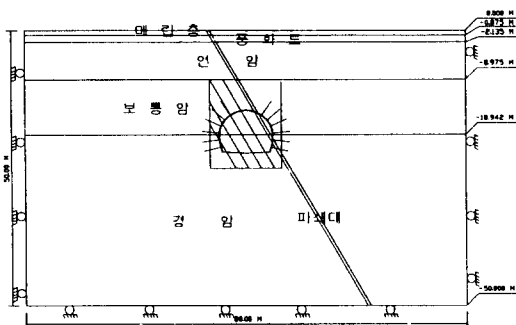


그림 4. 해석에 적용한 모델의 모습과 경계조건

분석하기 위해 표 8에 나타난 바와 같이 상하부 반 단면 굴착 시공순서에 따른 응력개방을 고려하여 해석단계를 선정하였고, 본 해석에서 하중조건은 매 굴착단계에서 지보재 설치시까지를 100% 재하한 뒤, 굴착부 주변의 구조체가 안정을 찾은 후부터 다시 하중이 재하되는 경우로 하였으며, 해석은 2차원 평면변형을 상태하에서 실시하였다.

4.3 해석결과 및 검토

터널의 안정성 검토를 위한 수치해석시 초기 지중 응력 상태를 고려하는 것은 매우 중요한 일이다. 본 연구에서는 현장조사결과를 통해 터널의 지보패턴을 선정하였으며 선정된 지보패턴에 대한 터널의 안정성 평가를 수행하였다. 국내에서 실측된 초기 지중응력의 전 범위를 고려한 k_0 값에 따라 Case 1($k_0=0.7$), Case 2($k_0=1.0$), Case 3($k_0=1.4$)으로 가정하여 현지조사로부터 얻은 암석의 물성치를 사용하여 터널의 안정성을

표 8. 해석단계에 따른 응력개방율

	해석 단계	응력개방율	비고
1	굴착: 상부반단면굴착	40%	STEP 1
	Soft Shotcrete + Rockbolt	30%	STEP 2
	굴착 Hard Shotcrete	30%	STEP 3
2	굴착: 하부반단면굴착	40%	STEP 4
	Soft Shotcrete + Rockbolt	30%	STEP 5
	굴착 Hard Shotcrete	30%	STEP 6

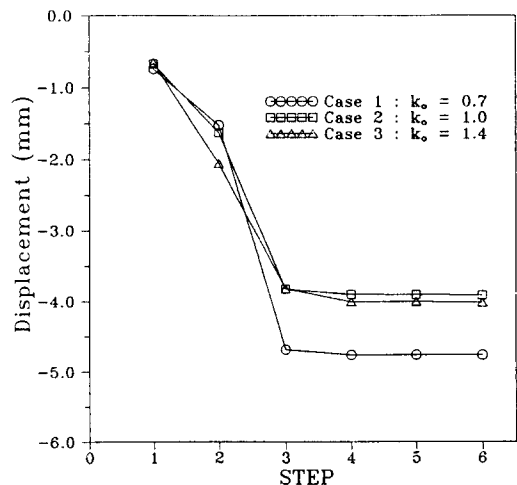


그림 5. 각 Case 별 최대내공변위

평가하였으며 그 결과는 다음과 같다.

4.3.1 내공변위

그림 5는 각 Case 별로 해석단계에 따라 나타난 최대변위를 도시한 것이다. 최대변위를 보인 지점은 우려한 대로 각 Case 모두 파쇄대 지역이며, 그림에서 보면, 지보를 설치 했음에도 불구하고 단계 2에서 단계 3으로 넘어가면서 많은 변위를 보이는 것은 단계 3으로 넘어가면서 터널 천단부에 소성대가 생겨 천단부의 파쇄대에서 많은 변위를 보인 것으로 사료되며, 그 이후의 단계에서 완만한 변위를 보이는 것은 하부반단면 굴착이 상부의 파쇄대에 별 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 또한, k_0 의 증가에 따라 내공변위가 증가하는 것이 일반적이지만 단계 3 이후에는 Case 1의 경우가 제일 크게 나타났으며, 최종단계에서의 내공변위 크기는 Case 1의 경우 4.759 mm, Case 2에서는 3.910 mm, 그리고 Case 3에서는 4.016 mm를 보였다. 이는 파쇄대가 60° 정도로 경사를 이루며 발달해 있어 수평응력에 비해 수직응력이 큰 Case 1에서 파쇄대에 가장 많은 응력이 집중된 것으로 생각되며, 낙석 발생의 가능성이 제일 큼을 시사한다.

또한, 그림 6~8은 현장에서 계측이 진행되는 터널의 천단변위와 S.L(Spring Line) 약 1 m 상부에서의 좌측과 우측 수평변위를 Case 별로 비교하여 도시한 것이다. 그림 6는 터널의 천단변위로 이곳에서도 터널의 상부반단면 굴착과 지보를 설치한 단계 3까지 급격한 변화를 보였으며, 소성대의 발생으로 지보재를

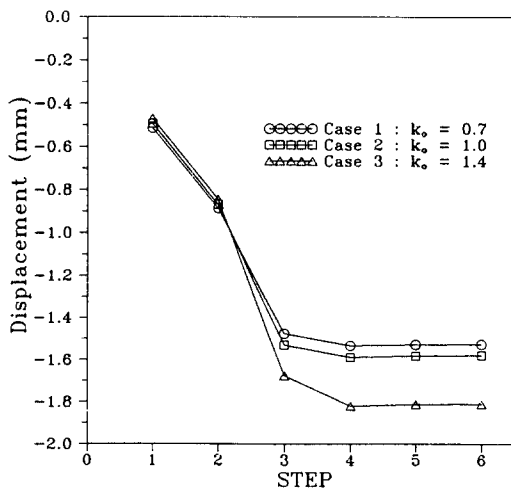


그림 6. 각 Case 별 천단내공변위

타설함에도 불구하고 많은 변위를 보였다. 그러나, 하부반단면 굴착 이후에는 완만한 변화를 보여 역시 마찬가지로 하부반단면 굴착이 터널 천정부에 별 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 최종 단계에서의 변위는 Case 1, Case 2, Case 3에서 각각 천단부에서 1.526, 1.579, 1.810 mm를 보였다. 그림 7은 터널 좌측면에서의 수평변위를 단계적으로 도시한 것으로 상부반단면 굴착과 지보설치, 그리고 하부반단면 굴착을 수행하는 단계 4까지는 계속 증가하다가 그 이

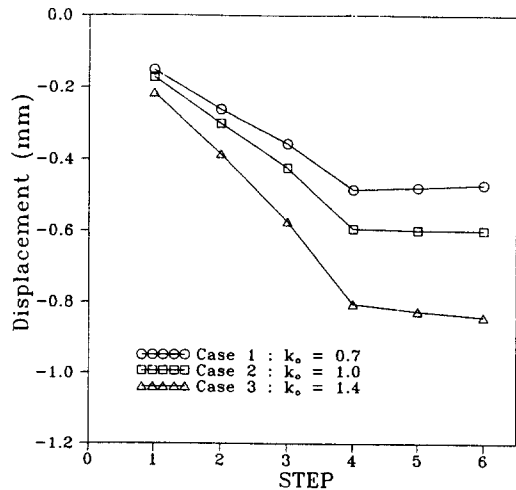


그림 7. S.L 1 m 상부에서의 각 Case 별 좌측 수평내공변위

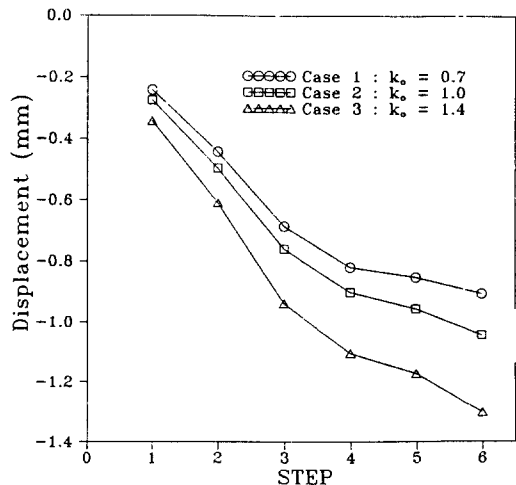


그림 8. S.L 1 m 상부에서의 각 Case 별 우측 수평내공변위

후에는 거의 변화가 없음을 보여준다. 이는 하부반 단면 굴착이 터널의 좌측면에 많은 영향을 주고 있음을 시사하며, 단계 4 이후에는 지보의 효과가 제대로 나타나고 있음을 보여준다. 마지막 단계에서의 변위는 Case 1, Case 2, Case 3에서 각각 0.471, 0.599, 0.842 mm의 적은 변위를 나타냈다.

그림 8에서는 우측면의 수평변위를 보여주고 있으며, 그림에서 보여주듯이 상부반단면 굴착과 지보설치, 하부반단면 굴착과 지보설치시 모두 변위가 계속적으로 증가함을 알 수 있다. 이는 파쇄대와 연약대가 터널 상부에서 우측 측벽쪽으로 발달하고 있음을 보여주는 결과로 사료되며, 지보에 의한 변위의 억제효과가 적은 것으로 보인다. 또한, 하부반단면 굴착과 지보 설치시에도 계속적으로 상부단면에 대해 많은 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. 최종단계에서의 각 Case 별 변위는 Case 1의 경우 0.904 mm, Case 2에서는 1.042 mm, 그리고 Case 3에서는 1.302 mm의 변위를 보였다.

터널주변의 변위분포와 양상을 살펴본 결과 터널의 상부 아치부의 파쇄대에서 최대변위 4.759 mm를 나타냈으며, 이는 주변의 변위에 비해 상대적으로 상당히 큰 값으로 파쇄대 부분에서 약간의 낙석이 예상된다. 하지만 본 수치해석상 Forepolling을 고려하지 않은 점을 감안하여, 시공 시 터널의 천단부에 Forepolling을 수행하여 무지보 상태에서의 막장조건을 개선한 시공으로 낙석을 방지한다면 별 문제가 되지는 않으리라 사료된다.

4.3.2 록볼트 축력 및 슛크리트 응력

그림 9~11은 굴착과 보강이 끝난 마지막 단계에서 각 Case 별로 나타난 록볼트의 축력을 보여준다. 그림 9는 k_0 가 0.7인 경우의 Case 1의 마지막 단계에서의 록볼트 축력으로 전체적으로 보면 좌측의 록볼트보다 우측에 설치된 록볼트에 보다 큰 축력이 발생하고 있다. 이는 터널의 좌측보다 우측의 암질이 불량하고 파쇄대가 존재하고 있기 때문에 오히려 록볼트의 지지효과가 크게 작용하는 것으로 판단되며, 최대치를 나타낸 곳 역시 우측 하부의 12번 볼트에 2.245 ton의 인장력이 발생하고 있으며 이곳이 최대치를 나타낸 것은 록볼트가 파쇄대를 가로지르고 있기 때문인 것으로 사료된다. 그림 10과 11은 k_0 가 1.0과 1.4인 경우로 k_0 가 0.7인 경우와 양상은 비슷하지만 k_0 가 커질수록 축력이 전반적으로 증가됨을 알 수 있으며,

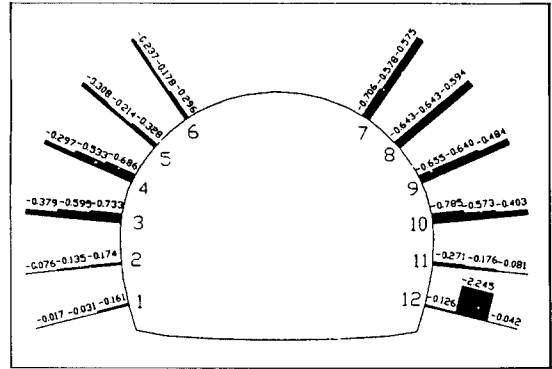


그림 9. Case 1의 단계 6에서의 록볼트 축력분포

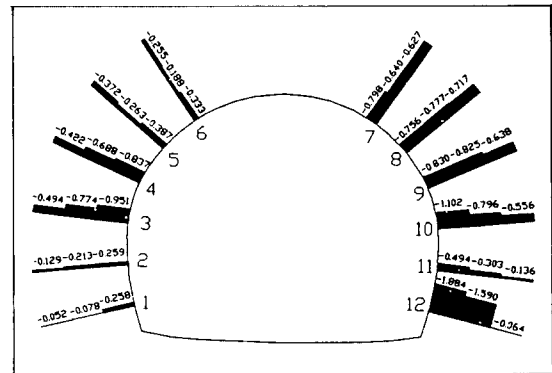


그림 10. Case 2의 단계 6에서의 록볼트 축력분포

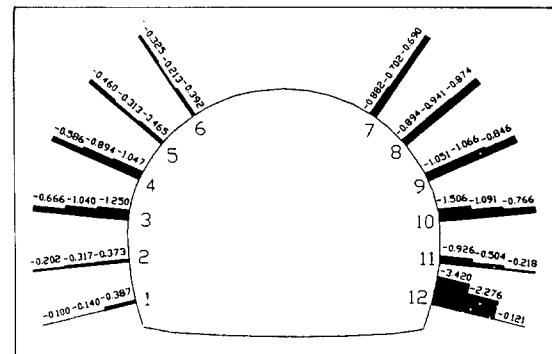


그림 11. Case 3의 단계 6에서의 록볼트 축력분포

상부 아치부에 설치된 볼트보다는 측벽에 설치된 볼트에 걸리는 축력이 훨씬 크므로 측벽에 볼트 설치로 인한 압축지지대가 형성된 듯하며, 하부에 설치된 볼트에는 축력이 적게 걸리고 있다. 이는 k_0 가 커질

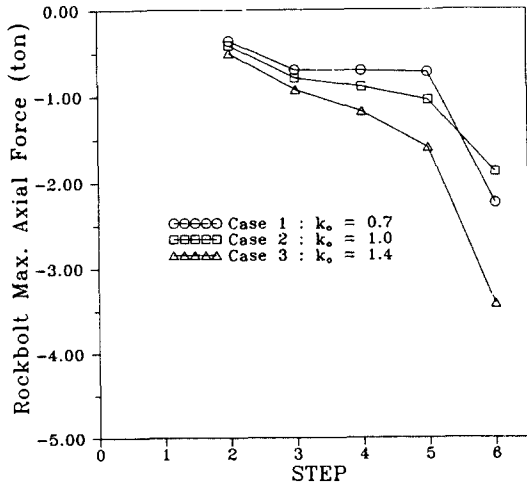


그림 12. 각 Case 별 록볼트의 최대축력

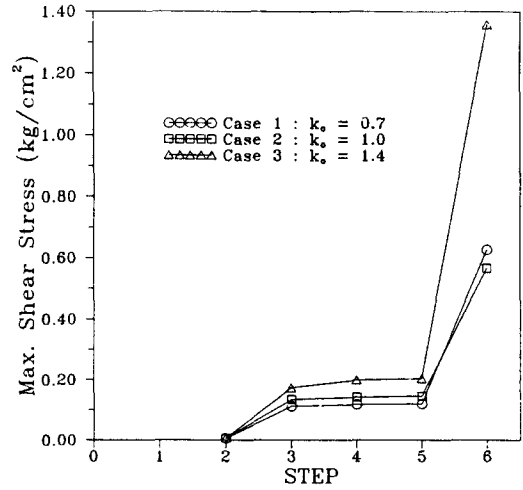


그림 14. 각 Case 별 슛크리트의 최대전단응력

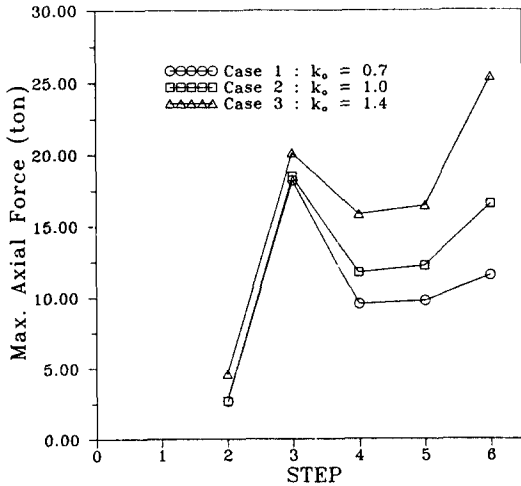


그림 13. 각 Case 별 슛크리트의 최대축력

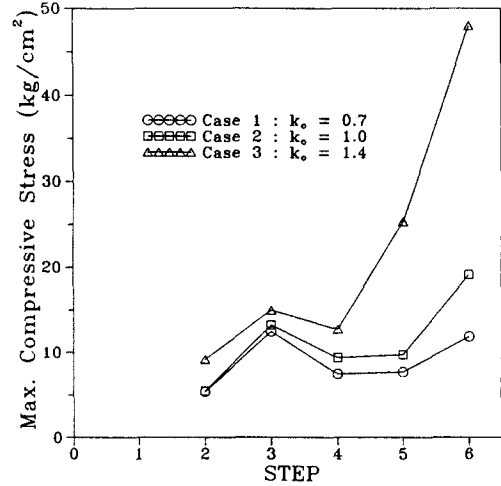


그림 15. 각 Case 별 슛크리트의 최대압축응력

수축 축압이 증가함으로 인해 축벽의 변위와 응력이 증가하여 상부보다는 축벽에서 축력이 큰 것으로 판단된다. 또한, 최대 축력이 걸리는 볼트 역시 k_0 가 0.7인 경우와 마찬가지로 12번 볼트로 나타났다.

그림 12는 각 Case에 대해 해석 단계별로 록볼트에 걸리는 최대축력을 도식한 것이다. 굴착과 보강이 진행되면서 최대축력의 절대값이 증가하고 k_0 의 값에 따라서도 증가함을 알 수 있다. 마지막 단계에서 최대값은 Case 1에서 2.245 ton, Case 2에서 1.884 ton, 그리고 Case 3에서는 세 경우중 가장 큰 값인 3.419 ton을 나타냈다.

그림 13~15는 각 Case 별로 해석단계에 따라 슛크리트에 걸리는 응력과 축력을 도식한 것이며, 단계 1의 경우는 상부반단면 굴착만 수행되는 단계로 슛크리트를 타설하기 전이어서 슛크리트에 대한 값이 없다. 그림 13은 해석단계에 따라 최대축력을 도식한 것으로 3단계까지는 Case 1, Case 2, Case 3 모두 큰 차이없이 비슷한 양상을 보이며, 그 이후에는 전 반적으로 값이 낮아졌다가 다시 증가추세로 되는데 이는 최대축력을 보이는 위치가 굴착과 보강이 진행되면서 주변의 응력변화로 터널의 좌측벽에서 상부 아치부로 바뀌었다가 하부 우측벽의 파쇄대로 옮겨

가기 때문이며, 최종단계에서는 최대축력이 Case 1의 경우 11.539 ton, Case 2에서는 16.544 ton, 그리고 Case 3에서는 25.382 ton으로 각 Case 별로 큰 차이가 남을 알 수 있다. 이 역시 k_0 가 증가할수록 측벽에 축압이 증가하며, 굴착단계가 진행됨에 따라 터널 주위의 응력 변화가 심화됨으로써 나타나는 결과로 사료되며 따라서 하부의 측벽부의 파쇄대에 걸리는 슛크리트의 축력이 증가하는 결과를 가져온 것으로 판단된다. 그림 14는 슛크리트에 걸리는 최대 전단 응력을 단계별로 도시한 것으로 5단계까지는 모두 큰 차이를 보이지 않다가 최종단계에서 큰 변화를 보인다. 이는 터널이 안정화되면서 최종변위가 수렴된 결과로 사료된다. 마지막 단계에서의 최대 전단응력은 각각 Case 1에서 0.626 kg/cm^2 , Case 2에서 0.566 kg/cm^2 , Case 3에서는 1.358 kg/cm^2 으로 나타났다. 그림 15는 슛크리트에 걸리는 최대압축응력을 단계별로 나타낸 것으로 그림 13의 최대 축력과 값의 차이는 있으나 비슷한 양상을 보였다. k_0 의 값이 커질수록 최대압축응력도 증가하는 추세로 나타남을 알 수 있으며, 이는 이미 앞에서 언급하였듯이 축압이 증가함으로 인해 측벽부 응력의 증가로 최대응력을 나타내는 위치의 변화에 기인하는 결과로 사료된다. 마지막 단계에서의 각 Case 별 최대압축응력은 Case 1에서 11.849 kg/cm^2 , Case 2에서는 19.111 kg/cm^2 , Case 3에서는 47.965 kg/cm^2 이었다.

시방서상의 슛크리트의 설계 압축강도는 24시간 강도가 100 kg/cm^2 이상이고, 28일 강도가 210 kg/cm^2 이다. k_0 의 값을 세 경우로 가정하여 해석한 결과 슛크리트에 걸리는 최대압축응력은 k_0 가 1.4인 Case 3의 마지막 단계에서 47.965 kg/cm^2 으로 최대치를 나타냈으며 허용응력($0.4 \times 210 \text{ kg/cm}^2 = 84 \text{ kg/cm}^2$)의 약 57%로 실제 지반의 지압비 k_0 가 0.7~1.4의 범위 내에 든다면 압축응력에 의해 슛크리트에 균열이 생길 가능성은 적은 것으로 나타났다.

5. 결 론

대구지하철 1호선 1-7 공구 터널구간의 시점부는 NATM 발파공법으로 시공하기 위해 갱구부가 전개되어 있는 상태이다. 그러나 시추조사에 의해 경암으로 터널을 설계하였으나 터널의 상부에서 우측 측벽으로 파쇄대와 단층이 발달하고 있어 설계변경이

필요한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 터널 막장면 암반상태를 현지조사와 시험을 통하여 정밀 조사한 후 암반관정 상태에 따라 적정지보패턴을 설계하고, 암반의 공학적 분류, 현장시험 결과분석을 통해 현 지암반의 탄성계수, 인장강도 등 암반물성치를 추정하고 이를 입력자료로 이용하여 선정된 지보패턴에 대해 굴착보강 단계별 6단계의 탄소성 해석을 실시하여 터널의 내공변위, 지보재 응력 등을 해석하였다. 이를 기초로 지보패턴에 대한 적정성 여부 등의 설계를 검토하였으며 그 결과를 종합하면 다음과 같다.

1) Point Load Test 결과 암석의 압축강도는 터널 하부에서 $560 \sim 1,230 \text{ kg/cm}^2$, 터널 좌측면에서 $890 \sim 1,230 \text{ kg/cm}^2$, 터널 우측면에서 $1,840 \sim 2,330 \text{ kg/cm}^2$ 으로 나타났으며, Schmidt Hammer Test 결과 암반의 강도는 터널 하부가 $340 \sim 1,380 \text{ kg/cm}^2$, 터널 S.L 부근은 450 kg/cm^2 , 터널 Crown 부는 $260 \sim 480 \text{ kg/cm}^2$, 터널 좌측은 $1,120 \sim 1,480 \text{ kg/cm}^2$, 터널 우측은 $510 \sim 1,430 \text{ kg/cm}^2$ 로 위치별로 많은 차이를 보였으며, 터널 하부는 경암층이 존재하며, S.L 상부는 보통암층이 발달하고 단층 우측에는 연암층이 있음이 확인되었다. 또한, 파쇄대의 영향으로 터널 중심에서 좌측으로 갈수록 강도가 증가되고 우측으로 갈수록 강도가 감소되는 것으로 판단된다.

2) RMR 분류결과 RMR 지수가 34~66으로 대체로 양호한 편이었으나, 파쇄대에서는 27~32로 나타나 주변암반에 비해 불량함을 알 수 있었다. 또한, 정량적 암반분류에 의해 탄성계수는 파쇄대가 2,660~3,550 MPa, 기타 터널주변의 암반이 3,980~32,000 MPa로 결정되었다.

3) 역학적 안정성 검토를 위한 수치해석 결과 최대변위는 k_0 가 0.7인 경우에 파쇄대 부분에서 4.759 mm를 보여 낙석의 가능성이 제일 큰 것으로 나타났으며, 터널 천단부에서의 최대변위는 Case 3에서 1.810 mm로 최대치를 나타냈으나 변위량은 크지 않은 것으로 평가되며, 세 Case에서 모두 파쇄대의 영향으로 파쇄대 부근에서 응력이 집중됨을 알 수 있었다. 터널 상부의 파쇄대에서 약간의 낙석이 예상되지만, Forepolling을 수행한 후 터널굴착을 한다면 별 문제가 되지는 않을 것으로 사료된다. 슛크리트에 작용하는 최대압축응력은 Case 3의 마지막 단계에서 47.965 kg/cm^2 으로 최대치를 나타냈으며 이는 허용응력의 약 57% 정도로 슛크리트에 균열이 생길 가능

성은 적은 것으로 판단된다. 또한, k_0 값이 1.4일 경우 가장 불안정한 상태임을 보였으며, 따라서 천심도 암반터널에서 터널해석시 암층의 k_0 값을 1.2~1.4로 해석하는 것이 안정성 해석에 있어 안전율을 높이게 될 것으로 보이나 이러한 사실은 추후에 수압파쇄법을 이용한 초기지압 및 토압비 측정을 통해서 검증되어야 할 것이다.

4) 본 연구에서는 굴착이 수행되기 직전의 막장에서 현지조사와 자료분석에 의해 적정지보패턴을 선정하고 수치해석을 통해 안정성 평가를 수행하였으나, 향후 계측자료 분석과 역해석을 통해 실제 지반 상황에 보다 근접한 암반물성 추정과 안정성 평가가 이루어져야 할 것이다.

참 고 문 헌

- 1) 대한토목학회, 1993, 대구지하철 1-8 공구 터널 안정성 검토 보고서, pp. 95-102.
- 2) 대구 지하철 건설본부, 1991, 대구지하철 1호선 기본설계용역 지질조사보고서, pp. 29-280.
- 3) Brook Norman, 1993, The Measurement and Estimation of Basic Rock Strength, Comprehensive Rock Engineering, Vol. 3-I, pp. 46-51.
- 4) Atkinson, H. Richard, 1993, Hardness Tests for Rock Characterization, Comprehensive Rock Engineering, Vol. 3-I, pp. 107-112.
- 5) Broch E. and Franklin J.A., 1972, The Point-load Test, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 9, pp. 669-697.
- 6) Bieniawski, Z.T., 1984, Engineering Rock Mass Classification, pp. 52-69.
- 7) Deere D.U. and Müller R.P., 1965, Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Technical Report AFWL-TR-65-116, A. F. Weapons Laboratory, Kirtland AFB, NM.
- 8) FLAC Manual(Ver. 3.2), 1993, Itasca Consulting Group, Inc., Minnesota, U.S.A.
- 9) Bieniawski Z.T., 1978, Determining Rock Mass Deformability-Experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 237-247.
- 10) Serafim J.L. and Pereira J.P., 1983, Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski, In Proc. Int. Symp. Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon, Vol. 1, pp. II.33-II.42.