

KGS FALL '94 National Conference  
28, 29 October, 1994/Seoul/Korea

Hoek-Brown 암반모델을 이용한 비선형 유한요소 터널해석 및 평가  
Evaluation of Non-linear FEM Tunnel Analysis by using Hoek-Brown's Insitu Rock Model

이 봉 열, BONG-YEOL LEE  
김 광 진, KWANG-JIN KIM  
김 학 문, HAK-MOON KIM

단국대학교 토목공학과 박사과정, GRADUATE STUDENT, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, DAN KOOK UNIVERSITY.  
COMTECH RESEARCH사 대표, 공학박사, PRESIDENT OF COMTECH RESEARCH, USA.  
단국대학교 토목공학과 부교수, ASSOCIATE PROFESSOR, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING DAN KOOK UNIVERSITY

SYNOPSIS : At pre-construction design stage, most of the design data are based on the site investigation results or property estimation which often does not provide satisfactory output for the tunnel analysis.

Nonlinear FEM tunnel analysis was carried out by Hoek-Brown model which is principally semi-empirical design method based on insitu rock descriptions, rock test results as well as field measurement data.

The results of the analytical methods from Hoek-Brown model and Mohr-Coulomb model are compared with the site measurement data from two-NATM tunnel construction sites.

It was found that the Hoek-Brown model can be satisfactorily adopted as a feed back analysis technique in order to examine the safety of NATM tunnel at any construction stage.

1. 서 론

최근 급증하는 차량증가와 경제성장으로 국내의 여러도시에서 지하철공사가 활발히 진행되고 있으며 도로 신설 및 고속철도 건설등으로 지하공간 개발이 불가피 함으로 인하여 보다 경제적이고 합리적인 터널의 설계 및 시공기술에 관한 많은 연구가 진행되고 있다.

본 논문에서는 기존의 많은 터널의 설계 및 시공이 공사전에 시행된 비교적 부정확한 지질과 지반조건을 자료로 하여 설계된 터널의 수치해석의 결과에 대한 문제점들을 수정보완하여 보다 합리적이고 과학적인 터널해석 방법을 제시하기 위하여 시공중 조사, 관찰된 막장의 암반평가를 근거로 하는 Hoek-Brown현장암반 모델을 이용한 해법을 현재 시공중이거나 완료된 2개의 서울 지하철 터널공사 현장계측자료와 비교분석하였다.

2. 연구 방법

표 2-1과 같이 해석에 선정된 2개의 지하철 터널현장은 풍화대와 풍화암으로 형성되어 지하수위가 높은 "A" 터널과 연암과 보통암내에 시공되고 지하수위가 존재하지 않는 "B" 터널로서 두 터널의 거동예측을 Mohr-Coulomb모델을 사용한 탄소성 유한요소해석과 Hoek-Brown암반모델을 사용한 탄소성해석을 시행하여 현장계측자료와 비교검토하였다.

3. 해석 이론

3.1 컴퓨터 프로그램의 특징

본 연구에 사용된 컴퓨터 프로그램은 비선형유한요소(Non-linear Finite Element) 프로그램으로 가상일의 원리를 근거로 한 구조평형 방정식을 터널해석시 지반을 연속체요소로, Shotcrete와 Steel-Rib는 보요소, Rockbolt는 트러스 요소로 적용하였다.

2 차원 평면변형(Plain-Strain)해석 프로그램으로 굴착단계별 굴착속도에 따른 시간영향을 고려하여 하중을 작용시키며 초기굴착에 따른 암반응력은 탄성계수와 체적변화에 의하여 하중의 30% ~ 50%를 작용시키고 Shotcrete 타설과 Rockbolt설치시 75% ~ 100%작용하도록 하였다.

재료의 비선형성 및 경계조건 변화와 대변형(Large Deformation)이 고려되었다. 철근콘크리트와 복합체 구조물의 보요소로 모델링되며 트러스 요소는 좌굴상황까지 해석이 용이하다.

재료의 소성화 판정식으로 Von-Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager파괴조건식 이외에도 현장암반의 실험과 막장관찰등 경험적 자료를 토대로 제시된 Hoek-Brown암반모델등을 파괴방정식에 적용할수 있도록 되어있다.

3.2 탄소성 재료 모델과 Mohr-Coulomb 파괴모델

본 프로그램은 Kim, Piepenburg와 Markle(1986)에 의하여 개발된 탄-소성재료 모델을 적용하고 있다.

표 2-1 해석대상 터널의 개요

		A 터널	B 터널
특 징		풍화대와 풍화암지반 지하수위가 지표면에 존재.	연암과 보통암 지반 지하수 영향 없음.
수 치 해 석 방 법	I	탄소성 유한요소해석( Mohr-Coulomb 모델)	
	II	Hoek-Brown 암반모델을 사용한 비선형 유한요소해석 현장암반 관찰에 따라 5가지 Rock-Type과 6가지 암질로 분류되어 RMR과 Q-System을 적용(표3-1참조)	
시공중 암반관찰결과		암반평가 : 매우 연약 RMR = 17 지하수량 = 10~25 l /Min * 막장관찰 보고서 참조	암반평가 : 보 통 RMR = 44 지하수량 없음.
현 장 계 측		A 계측 + B 계측 현재 반대면 시공완료	A 계측 + B 계측 터널시공완료됨

재료모델은 유동법칙(Flow rule)과 관계된 소성이론을 근거로 하고 있으며, 일반화된 형태의 모델은 Von mises, Mohr-Coulomb, Drucker - Prager 그리고 현장암반모델(일반화된 Hoek-Brown 모델)로 모형화할수 있다. 파괴방정식의 일반적인 형태는 다음과 같다.

$$F(p, q, \theta) = q - \{(a + \beta p)^n + \kappa\} R(\theta) = 0 \quad (3.1)$$

여기서,

$$\alpha + \kappa = \frac{6 + \sin \phi}{3 - \sin \phi} \times C$$

$$\beta = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}$$

Mohr-Coulomb 모델은  $K = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi}$

(Drucker-Prager 모델은  $K = \frac{\text{삼축인장전단강도}}{\text{삼축압축전단강도}} = \frac{q_c}{q_c} = 1$ )

원지반의 재료의 파괴 혹은 소성화 판정은 3차원 조합응력 조건 하에서 Mohr-Coulomb 조건식과 함께 가장 일반적으로 사용된다.

### 3.3 Hoek-Brown 파괴모델

NAT터널 설계의 기본개념은 원지반이 주된 부재역할을 해야되며 필요 시 보조용 부재로 Shotcrete나 Steel Rib, Rockbolt가 되어야 한다. 그러므로 주된 부재인 원지반 암반에 대한 정확한 조사 및 분류와 공학적 평가방법이 이루어진 후에야 어느정도 신빙성있는 설계가 가능하다.

1946년 Terzaghi의 암반분류기준 소개이후 발표된 암반분류방법 및 평가방법은 표 3-1과 같이 정성적 평가와 정량적 평가로 나누어 정리하였다.

표 3-1 해외암반분류 일람표

분류명	연	대상	분류방법	평가요소												비고				
				정성적 평가						정량적 평가										
				인장강도	압축강도	단단도	균질성	균열	분리	강도	변형률	강도	변형률	강도	변형률					
1 Terzaghi	1946	○	○																	
2 Rabcewicz	1957	○	○																	
3 Moller	1963	○	○																	
4 Iliev	1966	○	○																	
5 Deere	1967	○	○																	
6 Franklin	1971	○	○																	
7 Wickham	1974	○	○																	
8 Bieniawski	1954	○	○																	
9 Barton	1974	○	○																	
10 SIA198	1975	○	○																	
11 ONORM B2203	1975	○	○																	
12 AFTES	1975	○	○																	
13 Ortiz	1976	○	○																	
14 BCI	1980	○	○																	

표 3-1에 의하면 Hoek-Brown 암반모델에서 채택하고 있는 RMR과 Q-System은 암반평가에서 고려할 수 있는 거의 모든 요소들을 포함하고 있는 신뢰성 높은 방법임을 알수있다.

Hoek-Brown 암반모델은 터널, 지하공동에 적용하는 평점분류 방식으로 Bieniawski의 RMR과 Barton의 Q-System을 사용하여 6가지 등급으로 분류하고, 다시 현장암반의 계속자료와 경험으로 5가지 암반종류별 등급으로 나누어 상세히 분류한 후 Hoek-Brown의 현장암반 모델 재료상수인 m, S 값을 입력자료로 선택하였다.

이 모델은 시공중 막장에서 관찰된 광범위한 암반에 대한 암석 종류별, 암반의 불연속형태별, 현장실험자료 및 RMR 자료를 토대로 반경험적 파괴기준을 제시하고 있다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_c \sigma_3 + S \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}$$

여기서,  $\sigma_c$  = Intact Rock의 일축압축강도

m = 경험상수로 최소 0.001 ~ 최대 25(경암)

S = 경험상수로 최소 0 ~ 최대 1(Intact Rock)

일반적인 파괴공식으로

$$F(p, q, \theta) = q - \{(a + \beta p)^{1/2} + k\} R(\theta) = 0$$

$$a = \left(\frac{m^2}{36} + S\right) \sigma_c^2$$

$$\beta = m \sigma_c$$

$$k = \frac{1}{6} m \sigma_c$$

$$K = \frac{q_c}{q_c}$$

암반의 경험상수인 m과 S는 5종류의 암석에 대하여 6종류의 암반상태를 적용시켜 총 30가지의 m과 S 조합값으로 고안내지 불교란 암반까지 광범위하게 적용이 가능하며 표 3.2에 Hoek-Brown의 m, S 상수가 그림 3.1에 적용기준이 주어져 있다.

Hoek-Brown은 암반내에 4개 이상의 불연속 Sets와 이들중 하나가 다른 불연속면의 강도보다 큰 차이가 없을때 그의 m, S 값을 도표로 부터 적용시킬수 있다고 제안하였다.(그림 3.2참조)

표 3-2 Hoek-Brown의 재료상수

Rock Quality	Dolomite Limestone Marble	Mudstone Siltstone Shale Slate (Normal to Cleavage)	Sandstone Quartzite	Andesite Dolerite Diabase Rhyolite	Amphibolite Gabbro, Gneiss, Granite, Norite, Quartz-Diorite
INTACT	m = 7, s = 1	10, 1	15, 1	17, 1	25, 1
VERY GOOD	CSIR = 100, NGI = 500	3.5, 0.1	5.0, 0.1	7.5, 0.1	8.5, 0.1
GOOD	CSIR = 65, NGI = 10	0.7, 0.004	1.0, 0.004	1.5, 0.004	1.7, 0.004
FAIR	CSIR = 44, NGI = 1	0.14, 0.0001	0.20, 0.0001	0.3, 0.0001	0.34, 0.0001
POOR	CSIR = 23, NGI = 0.1	0.04, 0.00001	0.05, 0.00001	0.08, 0.00001	0.09, 0.00001
VERY POOR	CSIR = 3, NGI = 0.01	0.007, 0	0.01, 0	0.015, 0	0.017, 0

#### < Description of Rock Quality >

- INTACT ROCK SAMPLES : Laboratory size specimens free from joints.
- VERY GOOD QUALITY : Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3m.
- GOOD QUALITY : Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3m.
- FAIR QUALITY : Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1m.

POOR QUALITY : Numerous weathered joints at 30 to 500mm with sand gouge.  
 VERY POOR QUALITY : Numerous heavily weathered joints spaced < 50mm with gouge. Waste rock with fines.

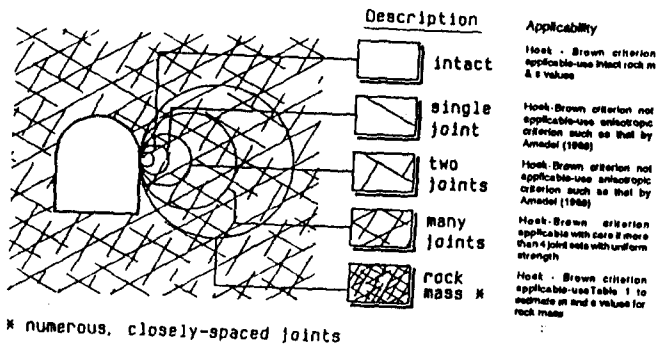


그림 3.1 현장압반상태에 대한 Hoek-Brown 기준의 적용

4. "A" 터널 현장조건 및 해석개요

4.1 지반조건 및 현장조사

지하수면에서 상당한 심도에 위치한 본 지하철 "A"터널구간의 지질은 선 캄브리아기(Pre-cambrian)에 해당하는 경기편마암 복합체의 일부로 호상 혹은도 편마암 및 편암류(운모편암, 흑연편암) 지역에 위치해 있다.

오랜 지질시대(8억년내지 29억년)를 통해 지각운동으로 심한 변형작용을 받아 파쇄되어 많은 불연속면(단층 및 단층파쇄대, 절리, 엽리)을 포함 하고 있다.

본 연구구간은 단층파쇄대를 따라 발달된 풍화대와 단층에 의한 압쇄암, 단층절토등 극히 풍화가 극심한 연약지반을 지나고 있어 시공중 이 연약대 구간의 막장에서 Triple Tube Core Barrel을 사용하여 수평시추 조사를 하고 이에 따른 공내재하시험(표4-1)과 실내토질시험(표4-2)을 병행하여 터널의 안정을 재평가하였다.

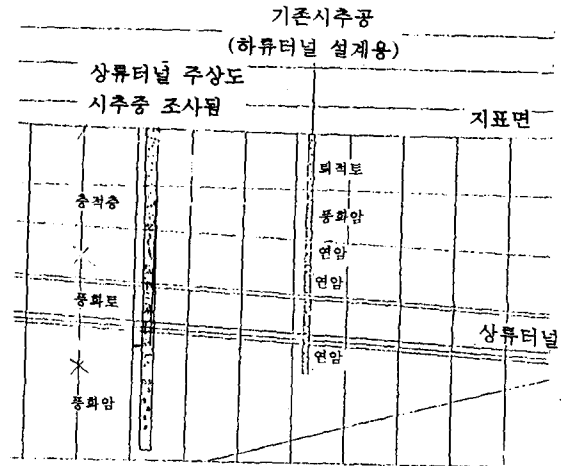
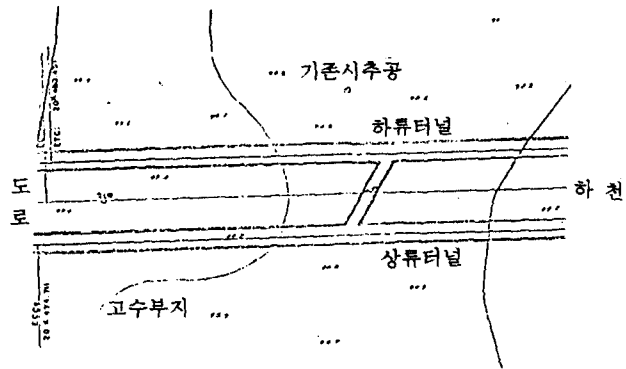


그림 4.1 해석지반의 평면도 및 종단도

STATION DEPTH(m)	2003.11.4														2003.11.4											
	0.0	4.0	8.0	12.0	16.0	20.0	24.0	28.0	32.0	36.0	40.0	44.0	48.0	52.0	56.0	60.0	64.0	68.0	72.0	76.0	80.0	84.0	88.0	92.0	96.0	100.0
COLLUSIONAR	WEATHERED SCHISTOSE GNEISS														WEATHERED SCHISTOSE GNEISS											
ROCK MASS	BROWNISH GRAY TO REDDISH BROWN														REDDISH BROWN TO BROWNISH GRAY											
COLOUR	MAINLY WEATHERED SOIL, AND PARTLY CLAY MATERIALS INTERCALATED														WEATHERED SOIL TO CLAY											
CLASS	COMPLETELY WEATHERED														COMPLETE WEATHERED											
WEATHERING	BROWNISH GRAY, REDDISH BROWN																									
SLIME COLOR															FINE SLIME											
STRENGTH(kg/cm <sup>2</sup> )																										
CORE SHAPE	long of short bar, Sand & Sil size fine same, partly Flat Brocks & Rock Fragment														SOIL TO CLAY, FINE SLIME											
NUMBER	Uncountable																									
A.P. DIP	Unmeasurable																									
R.Q.D.	0																									
MAX.CORE (cm)	0																									
CORR. RECOVERY																										
SUM OF CORE (cm)	80	115	105	100	105	80	100	90	115	130	90	120	100	100	100	77	77	100	77							
G. WATER (l/min)																										
DESCRIPTION	0-21.2 m : Triplice Core 복수 구간. 10.3-10.5 m : Fault Breccia 16.3-16.4 m : "														21.2-32.0 m : BH-34-1 왕조 (De.We 공사 49) 18.9-19.2 m : BH-34-1에 위치한 sta. 20K521-30K525구간은 Main Fault Zone으로 예상되었으며, 실제 지하수 함도 22m지점(20K523.4)에서 급격히 증가함											

그림 4.2 수평 Borehole Log결과

연약대 구간 막장에서 수평방향으로 실시한 공내재하시험 결과와 실내 시험 결과는 표 4-1과 4-2와 같다.

표 4-1 공내재하시험 결과

$P_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) (정지토압)	$P_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) (항복압)	$P_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) (파괴압)	$K_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) (반력계수)	$E_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) (탄성계수)
2.64	16.09	18.79	87.40	473.67

표 4-2 실내토질시험 결과

$w_n$ (%)	ATTEBERG	일축압축강도 $\sigma_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	직접전단시험		USCS
			$C$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
23.0	NP	0.51	0.26	32	SM 모래 70% 점토, 실트 30%

4.2 해석모델과 입력자료

해석모델의 경계조건은 굴착으로 인하여 변위가 무시될수 있는 유한 요소망의 범위로 터널직경의 3배 이상을 적용하여 그림 4.3과 같이 해석 영역을 결정하였다.

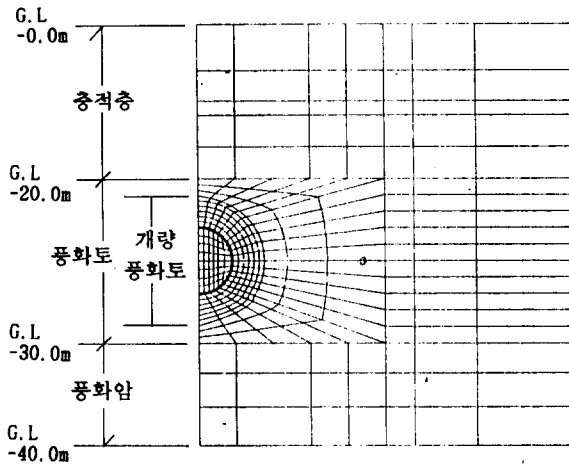


그림 4.3 해석분할 영역

터널단면 형태와 지반조건이 대칭이므로 반단면만 유한요소를 분할하여 보(Beam)요소 104개, 트러스 요소 45개를 포함한 총 연속체 요소 354 개이며, 절점수 399개로 분할하여 해석하였으며, Shotcrete는 Soft와 Hard로 구분적용하였다.

Mohr-Coulomb의 탄소성재료모델을 해석에 적용시 사용한 지반의 입력 자료는 다음과 같다.

표 4-3 해석지반 물성치

	층두께(m)	$E$ (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$C$ (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$
충적층	G.L.-0.0m~ G.L.-20.0m	5,000	0.33	2.0	3.0	25.0
풍화토	G.L.-20.0m~ G.L.-30.0m	10,000	0.35	2.0	10.0	35.0
개량 풍화토	G.L.-20.0m~ G.L.-30.0m	15,000	0.33	2.2	20.0	35.0
풍화암	G.L.-30.0m~ G.L.-40.0m	30,000	0.30	2.2	20.0	35.0

본 대상지역은 지하수위가 높고 Tectonic Force에 의해 파쇄된 상태로 지반의 전단강도가 극히 낮으므로 그라우팅은 차수개념과 지반보강 효과를 동시에 만족시킬수 있는 L.W 그라우팅과 터널 Crown부 지반보강을 위하여 직경 50mm, 길이 15.0m의 구조용 강관을 사용하는 강관보강 그라우팅공법이 채택되었다.

연약풍화토 지반은 시멘트, 점토, Chemical제를 이용한 침투주입방법과 파쇄대가 심한 풍화암 구간은 시멘트, 점토를 이용한 맥상(할열)주입 그라우팅 방법등 2가지로 나누어 적용되었다.

굴착방법은 Ring Cut방법으로 현재 상부반단면이 굴착완료된 상태로 본 터널의 시공순서에 따른 해석단계는 그림 4.2에 나타낸 바와 같으며, Soft Shotcrete와 Hard Shotcrete의 입력 물성치는 표 4-4와 같다.

	INITIAL Ko STAGE	UPPER HALF EXCAVATION			
		30%	50%	80%	100%
STRESS RELIEF LOAD STEP	2	3	4	5	6
CONSTRUCTION STAGE					

그림 4.2 시공순서에 따른 해석단계

표 4-4 Shotcrete 물성치

	$\gamma$	$E$ (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Soft Shotcrete	2.3	500,000	0.25
Hard Shotcrete	2.3	1,500,000	0.20

NATM터널의 표준단면도와 지보상세도는 그림 4.3에 나타내었다.

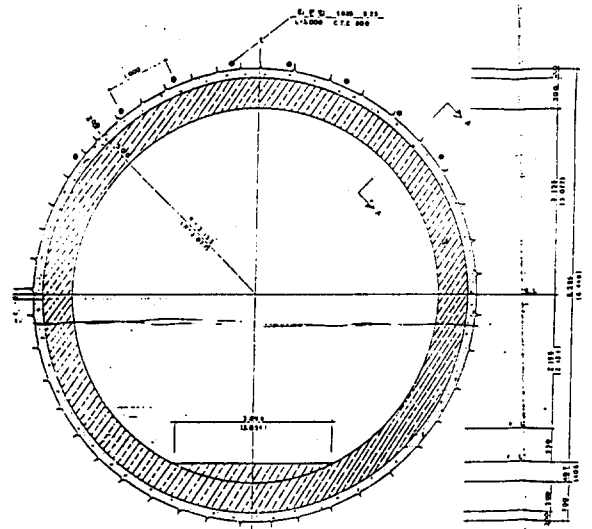


그림 4.3 표준단면도 및 지보상세도

4.3 Hoek-Brown 암반모델의 입력자료

시공중 해석의 정밀도를 높이기 위하여 막장의 지질상태를 관찰하고 평가한 설계지점의 막장관찰 상태는 표4-5와 그림4.4와 같다.

표 4-6 측정 20km 513.4m 막장관찰 야장  
A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

PARAMETER		RANGES OF VALUES				
1	Strength of intact rock material	Point load strength index > 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred
	Uniaxial compressive strength	> 200 MPa	100-200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10-25 MPa, 3-10 MPa, 1-3 MPa
	Rating	15	12	7	4	2, 1, 0
2	Drill core quality RQD	90 - 100 %	75 - 90 %	50 - 75 %	25 - 50 %	< 50 %
	Rating	20	17	13	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Condition of joints	Very rough surface Not continuous No separation Hard joint Wall rock	Slightly rough surface Separation < 1 mm Hard joint wall rock	Slightly rough surface Separation < 1 mm Soft joint wall rock	Stickensided Surfaces or Gouge (5mm thick or more) Joint open 1-5mm Continuous joints	Soft gouge > 5 mm thick or Joints open > 5mm Continuous joints
	Rating	25	20	12	6	0
5	Ground water Inflow per 10 m tunnel length	None	< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min	
		OR	OR	OR	OR	
	joint water pressure	OR	OR	OR	OR	
	major principal stress	0	0.0 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
General condition	OR	OR	OR	OR		
Rating	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR JOINT ORIENTATIONS

Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Tunnels	0	2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

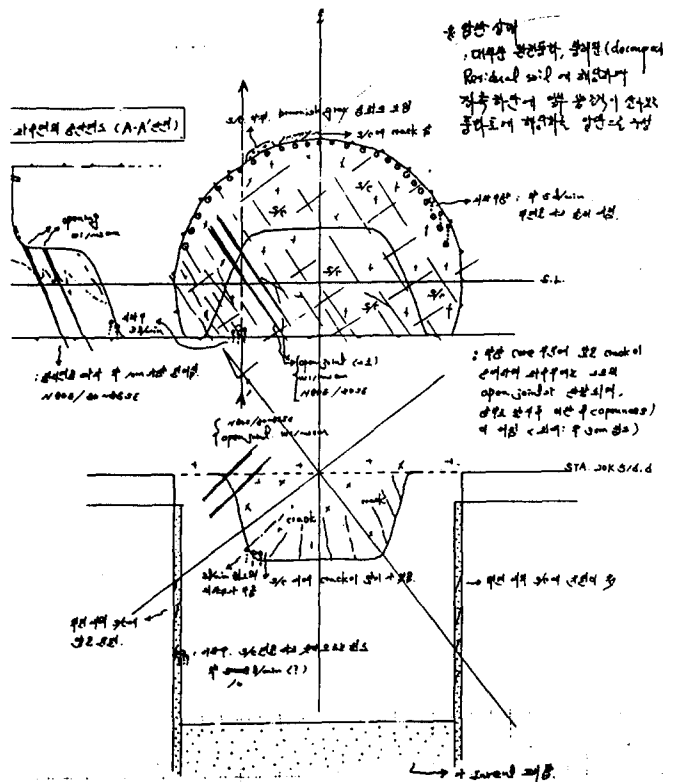


그림 4.4 막장 종단 및 평면도

상세한 막장관찰 결과와 위의 표에서 얻어진 암반평가는 RMR = 17, Q = 23으로 매우 불량한 암반으로 판단되었다. 이 평가기준과 현장의 암반종류인 편마암(Gneiss)을 근거로하여 표 3-2에서 Hoek-Brown 재료상수 m = 0.13, S = 0.00001로 결정하여 수치해석 자료로 사용하였다.

5. "B" 터널현장조건 및 해석개요

5.1 지반조건

해석을 위한 지반조건은 그림 5.1에 나타난 것과 같이 최상부로부터 풍화층두께 4.2m, 풍화암층 두께 8.5m, 연암층두께 12.0m와 최하부의 보통암이 G.L-12.0m부터 존재하므로 해석영역은 G.L-35m까지 설정하였다.

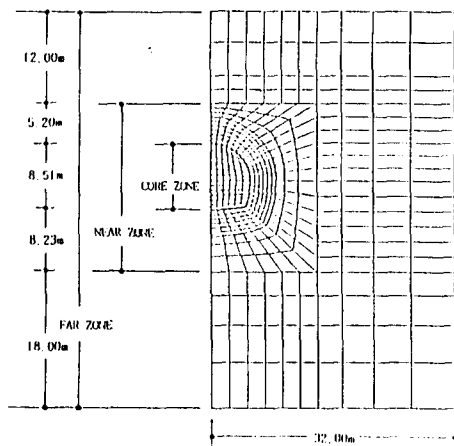


그림 5.1 해석모델 및 경계조건

### 5.2 터널단면의 형상

해석 터널단면은 말굽형 대칭터널단면으로 상, 하반단면으로 분할하여 굴착되고 1,2차 Shotcrete와 Rockbolt에 의하여 보강되도록 설계되어 있다. 구체적인 해석터널 단면형상은 그림 5.2와 같다.

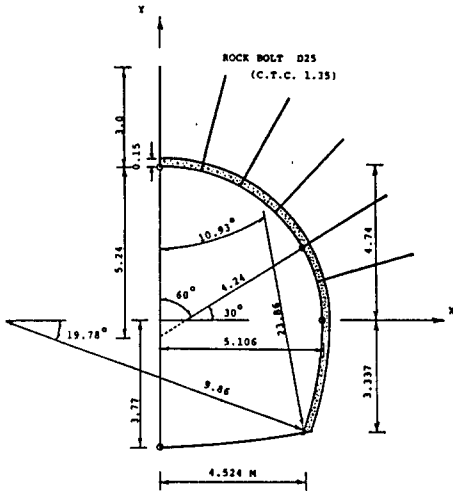


그림 5.2 해석터널단면의 형상

### 5.3 해석모델 및 경계조건의 설정

경계조건의 설정은 그림 5.1과 같이 굴착력에 의한 변위가 무시될 수 있는 Mesh의 범위를 터널직경의 3~4배 이상이 적절하므로 본 해석에서는 상부는 지표면까지 측면 및 하면은 터널직경의 3배 이상을 해석모델로 선정하였다.

해석모델로는 지표면의 경사 및 굴곡을 무시하였고 터널단면의 형태가 대칭이므로 반단면만을 유한요소로 분할하였으며, 본해석에서 사용한 요소의 수는 보요소 72개, 트러스 요소 42개를 포함하여 연속체 요소 464개로 총요소수는 464개이며 절점수는 506개로 해석하였다.

### 5.4 시공순서 및 해석단계

NATM 시공순서는 실제시공 순서에 맞추어 표 5.1에서와 같이 총 8 Load Step으로 구분되어 있고 처음 1,2 Load Step은 원지반의 초기응력을 계산하였다.

### 5.5 해석을 위한 지반 및 지보재 물성치

#### 5.5.1 지반의 해석 물성치

실제지반은 암질의 불규칙성(절리, 단층, 파쇄대 등) 정도에 따라서 감소된 물성치를 사용하는 것이 실제지반에 대한 모형화 및 해석에 합리적이다. 그러나 이 감소율에 대한 것은 아직 국내에는 정확한 실험치 및 연구결과가 미비한 상태이므로 국, 내외 NATM설계에 사용된 각종의 암종에 대한 물성치 자료를 참고하여 해석을 위한 지반 물성치를 표5-2와 같이 결정하였다.

표 5-2 해석 지반 물성치

	층두께	$E(t/m^2)$	$\nu$	$\phi$	$C(t/m^2)$	$\gamma(t/m^3)$
풍화토	4.2m	8,000	0.33	30	3	1.90
풍화암	8.5m	30,000	0.30	35	30	1.90
연암	12.5m	50,000	0.25	40	70	2.40
보통암	9.8m	150,000	0.20	45	100	2.55

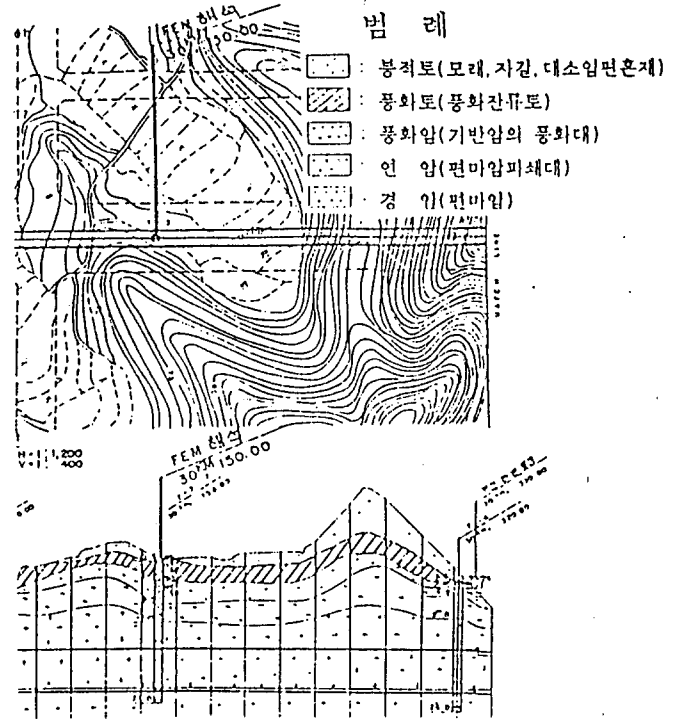


그림 5.3 해석지반 지질 평면도 및 단면도

표 5.1 시공순서 및 해석단계

PERCENT STRESS RELIEF LOAD STEP	INITIAL $K_0$ STATE	UPPER HALF EXCAVATION			LOWER HALF EXCAVATION		
		50%	75%	100%	50%	75%	100%
	2	3	4	5	6	7	8
CONSTRUCTION STATE							

#### 5.5.2 지보재(Shotcrete, Rockbolt)의 물성치

지보재인 Shotcrete, Rockbolt의 물성치는 국내에서 일반적으로 사용하는 물성치를 사용하였고, Shotcrete는 연속체 요소, Rockbolt는 트러스 요소로 적용하여 탄성체로 해석하였다.

표 5-3 지보재 물성치

	$E(t/m^2)$	$\nu$	$\phi$	$C(t/m^2)$	$\gamma(t/m^3)$
Shotcrete (Soft)	500000	0.20	30	500	2.30
Shotcrete (Hard)	1500000	0.20	30	500	2.30

#### 5.6 현장암반 상태를 고려한 해석

본 연구에서 적용된 비선형 유한요소 프로그램의 해석모델에 있어서 현재 많이 적용하는 Mohr-Coulomb의 탄소성 재료모델을 적용하여 해석하였고, 그후 현장암반상태를 고려한 Hoek-Brown의 현장암반 재료상수를 적용하여 해석을 실시하였다.

터널시공중 현장암반의 절리, 균열등 불연속 상태와 실제강도를 입력자료로 사용하여 현장계 자료와 비교검토하기 위하여 Hoek와 Brown의 암반평가기준을 사용하였다.

그림 5.3과 같이 유한요소 해석에 사용된 터널단면은 축점 B K 150지점으로 지반조사시 Borehole No 3번이 위치해 있다.

터널지점의 Core회수율은 20% ~ 50%, RQD는 0% ~ 30%이고 심한 균열과 전구간을 통해 파쇄대가 균일하게 발달되어 있어 표 3-2로 부터 Fair Quality(RMR = 44, Q = 1)와 편마암(Gneiss)상태로  $m = 0.5$ ,  $S = 0.001$ 로 입력하여 해석하였다.

### 6. 해석결과와 현장계측치의 비교분석

이 연구에서는 서로 다른 2 종류의 지반에 터널을 시공하므로서 나타나는 터널의 거동에대하여 Mohr-Coulomb모델과 Hoek-Brown모델을 적용하여 해석하고, 그 결과를 현장계측치와 비교분석하였다.

#### 6.1 "A" 터널 결과분석

##### 6.1.1 Shotcrete 응력

4.2절의 Mohr-Coulomb과 4.3절의 Hoek-Brown모델에서 선정된 입력자료를 적용하여 Mohr-Coulomb모델에 의한 해석치와 현장암반상태를 고려한 Hoek-Brown암반모델 해석치 그리고 현장계측치와 비교분석하였다.

표 6-1, 그림 6.1과 2는 A터널 20K 507.0지점의 시공단계별 Shotcrete응력 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치의 최대값과 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 현장계측치보다 안전측으로 나타났다.

Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 140%였고, Mohr-Coulomb모델의 근접비는 71%였다. 따라서 Hoek-Brown암반모델에 비하여 Mohr-Coulomb모델이 과대평가되는 경향이 있음을 알 수 있고 시공중 막장관찰에 의하여 현장지질조건을 고려하여 재해석을 실시하여 터널의 안전성을 확인하여야 할 것이다.

표 6-1 Shotcrete 응력값 비교(단위 : Kg/cm<sup>2</sup>)

LOAD STEP		4	5	6
MODEL				
Mohr-Coulomb모델		7.80	15.70	14.60
Hoek-Brown모델		20.7	32.00	31.20
계측치 20 K 507.0	좌측	7.48(Tangential), 9.85(Radial)		
	천단	21.97(Tangential), 17.08(Radial)		
	우측	5.41(Tangential), 4.75(Radial)		

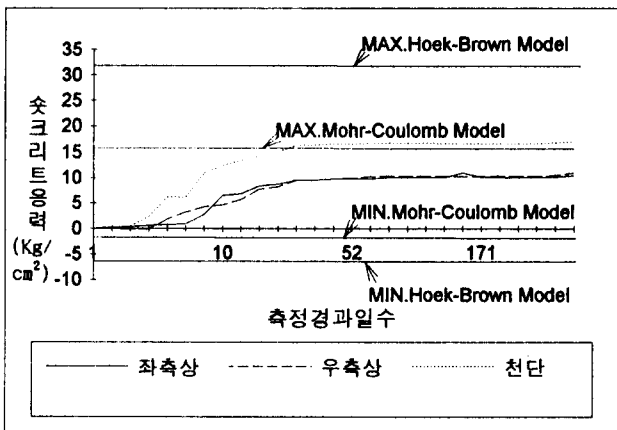


그림 6.1 A 터널 Radial Shotcrete응력(대표계측) 비교

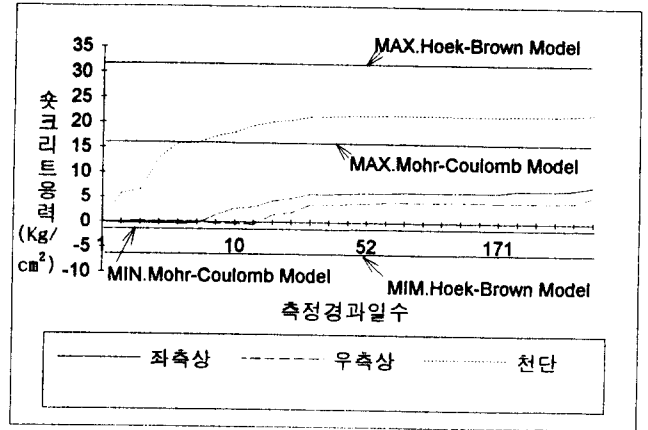


그림 6.2 A 터널 Tangential Shotcrete응력(대표계측) 비교

##### 6.1.2 천단침하

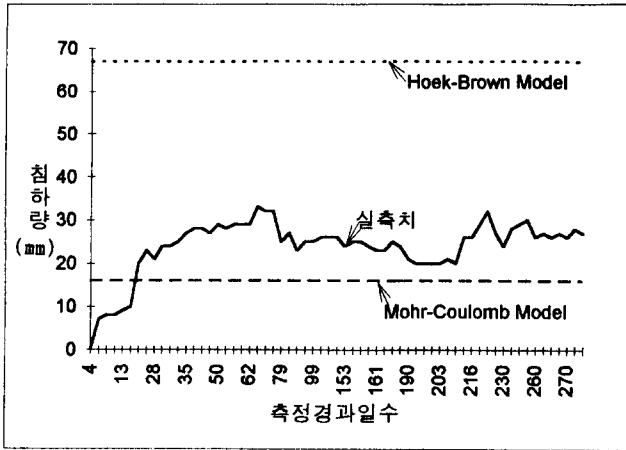
표 6-2와 그림 6.3은 20K 507.0, 515.0, 520.0지점의 천단침하 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 현장계측치보다 안전측으로 나타났으며, 반면에 Mohr-Coulomb모델 해석치는 불안전측으로 나타났다.

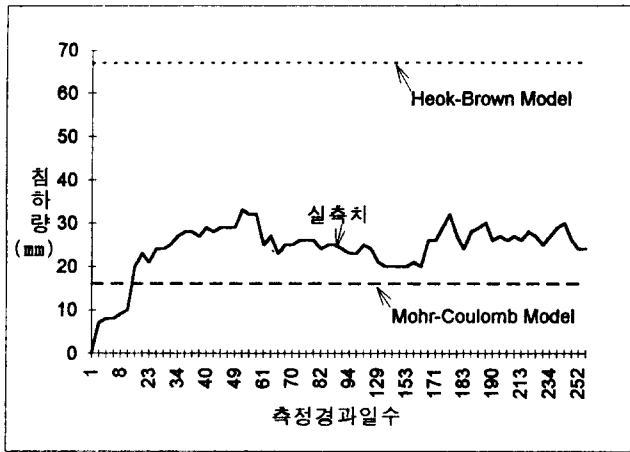
비선형 유한요소법에 의한 Hoek-Brown 암반모델의 해석치는 실측치에 200%였고, Mohr-Coulomb모델의 해석치는 실측치에 48%였다. 이 결과에서 Mohr-Coulomb모델이 현장계측치보다 상당히 적게 평가하는 경향이 있음을 알 수 있고 기존의 해석시 가정된 지반물성치의 적용에 문제점이 있음을 알 수 있었다. 그러나 Hoek-Brown암반모델의 경우 대부분이 현장계측치의 2 배정도 천단침하 해석값을 산정해 냄으로서 계측기 설치전의 천단침하량을 고려할 수 있는 신뢰성 높은 해석모델로 판단된다. 따라서 시공중 막장관찰 및 현장시험을 통하여 현장지질조건에 맞는 지반물성치를 결정하여 재해석을 실시하므로써 터널의 안정성을 확보할 수 있을 것이다.

표 6-2 천단침하값 비교(단위 : mm)

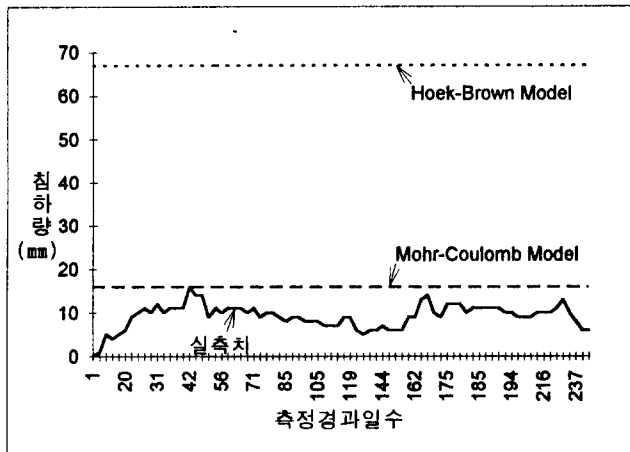
LOAD STEP		4	5	6
MODEL				
Mohr-Coulomb모델		4.00	8.00	16.00
Hoek-Brown모델		56.00	64.00	67.00
계측치	20 K 507.0	33.0 (최대실측 수렴치)		
	20 K 515.0	33.0 (최대실측 수렴치)		
	20 K 520.0	16.0 (최대실측 수렴치)		



a) 20K 507.0지점 천단침하 실측치



b) 20K 515.0지점 천단침하 실측치



c) 20K 520.0지점 천단침하 실측치

그림 6.3 A 터널 천단침하(일상계측) 비교

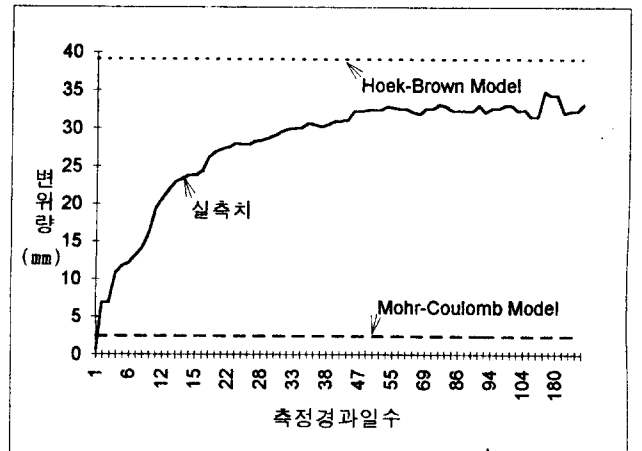
### 6.1.3 내공변위

표 6-3과 그림 6.4는 20 K 507.0, 515.0, 520.0지점의 내공변위 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

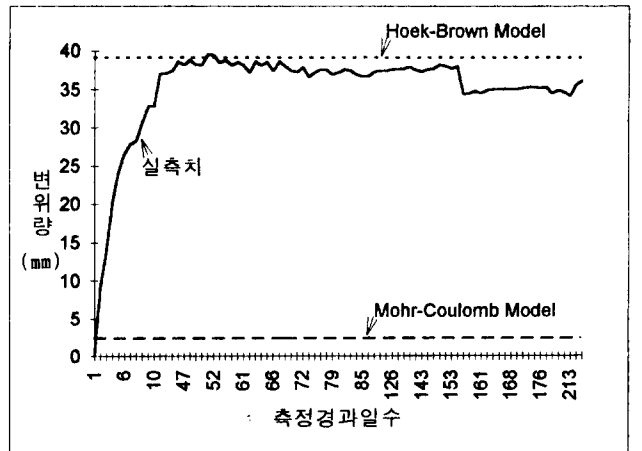
Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 98.0%였고, Mohr-Coulomb모델의 근접비는 3.7%로 Hoek-Brown암반모델이 현장 계측치와 거의 일치하고 있다. 본 "A"터널에서는 천단침하량에서 Hoek-Brown모델의 해석치가 67mm이고 내공변위량이 39.1mm인 반면 현장계측치는 최대 33mm와 40.1mm로 해석치와 계측치의 차이를 보이고 있다. 이러한 차이는 Hoek-Brown해석에서는 현장에 적용된 강관보강 효과를 고려하지 못했으며, 현실적으로 작용하는 3차원 응력상태를 해석시에 2차원 평면변형 해석조건으로만 처리하였기 때문이다. 따라서 해석치와 실측치를 비교해볼때 강관 보강에 의한 변위의 감소효과가 천단부에 약 50%의 감소효과가 있음을 수치적으로 알수 있다. 그러므로 향후 강관보강 터널에서는 강관을 고려한 3차원해석이 보다 적절할 것이다.

표 6-3 내공변위값 비교(단위 : mm)

MODEL \ LOAD STEP		4	5	6
		Mohr-Coulomb모델	0.00	1.20
Hoek-Brown모델		16.00	24.00	39.10
계측치	20 K 507.0	40.1 (최대실측 수렴치)		
	20 K 515.0	38.0 (최대실측 수렴치)		
	20 K 520.0	33.5 (최대실측 수렴치)		

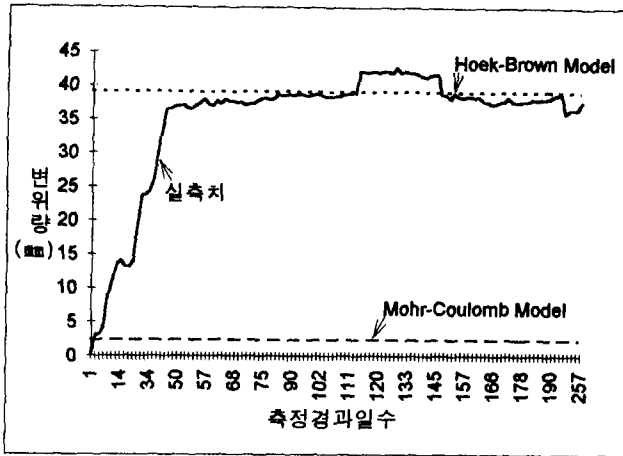


a) 20K 520.0지점 내공변위 실측치



b) 20K 515.0지점 내공변위 실측치





c) 20K 507.0지점 내공변위 실측치

그림 6.4 A 터널 내공변위(일상계측) 비교

### 6.2 "B" 터널 결과분석

A 터널의 결과를 확인하기 위하여 전혀 다른 B 터널지반에 Mohr-Coulomb모델과 Hoek-Brown암반모델을 적용하여 해석하였고, 주변지반 및 터널에 미치는 영향을 비교, 분석하였다

#### 6.2.1 Shotcrete 응력

5.4절의 Hoek-Brown모델과 5.6절의 Mohr-Coulomb모델에서 선정된 입력자료를 적용하여 Mohr-Coulomb모델에 의한 해석치와 현장 암반상태를 고려한 Hoek-Brown암반모델 해석치 그리고 현장계측치와 비교분석하였다.

그림 6.5와 그림 6.6은 30K 150.0지점의 대표계측인 Shotcrete 응력 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 Tangential응력의 경우 현장계측치보다 안전측으로 나타났으나 Radial응력의 경우는 불안전측으로 나타났다. 이는 터널의 Center Point를 중심으로 좌우측의 Shotcrete응력이 비대칭으로 나타났기 때문이며 지반조건이 양호한 지반의 경우 두모델 모두 안전측으로 나타날 수 있을 알수 있었다. 그러나 지반조건이 A 터널과 같이 연약한 경우 두 모델의 차이가 커지는 경향이 있음을 알수 있고 연약지반의 경우 시공중에 막장관찰 및 현장시험에 의하여 현장지질조건을 고려하여 재해석을 실시하므로 터널의 안전성을 확보할수 있음을 재확인하였다.

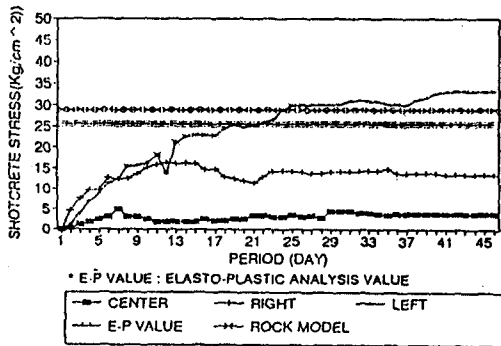


그림 6.5 B 터널 Radial Shotcrete응력(대표계측) 비교

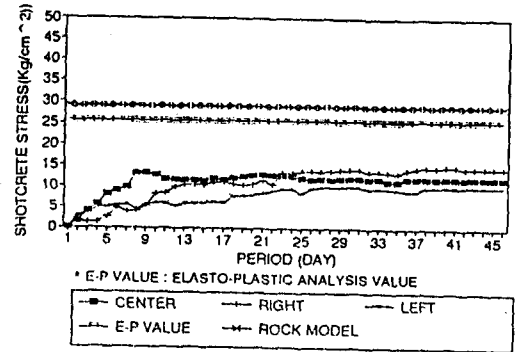


그림 6.6 B 터널 Tangential Shotcrete응력(대표계측) 비교

#### 6.2.2 천단침하

표 6-4와 그림 6.7은 30 K 150.0지점의 천단침하 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 현장계측치에 근접하게 나타났다.

비선형 유한요소법에 의한 Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 106.7%였고, Mohr-Coulomb모델의 근접비는 53.3%였다. 이 결과에서도 Hoek-Brown암반모델에 비하여 Mohr-Coulomb모델이 과대평가되는 경향이 있음을 알수 있고 기존의 해석시 산정하는 지반물성치의 적용에 문제점이 있음을 A 터널 해석 및 비교 분석에서 나타난 결과를 재확인할수 있었다.

표 6-4 천단침하값 비교(단위 : mm)

LOAD STEP	3	4	5	6, 7, 8
Mohr-Coulomb모델	1.60	2.40	3.00	3.20
Hoek-Brown모델	2.72	4.20	5.60	6.40
30 K 150.0	6.00 (최대실측 수렴치)			

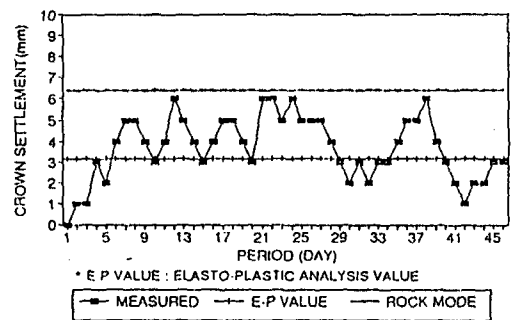


그림 6.7 B 터널 천단침하(일상계측) 비교

### 6.2.3 내공변위

표 6-5와 그림 6.8은 30K 150.0지점의 내공변위 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

A터널해석 결과에 비하여 과 마찬가지로 두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Mohr-Coulomb모델과 Hoek-Brown의 현장암반모델 모두가 현장계측치보다 불안전측으로 나타났다.

비선형 유한요소법에 의한 Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 101.2%였고, Mohr-Coulomb모델의 근접비는 75.9%로 이 결과에서 Hoek-Brown암반모델에 비하여 Mohr-Coulomb모델이 과 대평가되는 경향이 있음을 확인할 수 있다.

표 6-5 내공변위값 비교(단위 : mm)

LOAD STEP	3	4	5	6
Mohr-Coulomb모델	0.30	0.50	0.60	0.50
Hoek-Brown모델	0.32	0.50	0.80	0.40
30K 150.0	0.79 (최대실측 수렴치)			

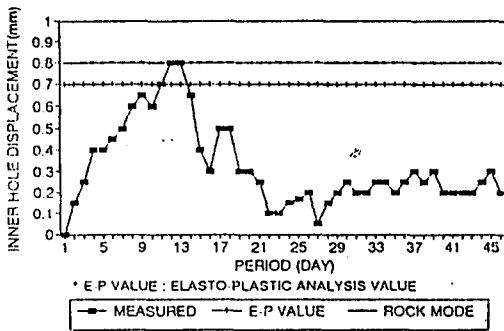


그림 6.7 B 터널 내공변위(일상계측) 비교

## 7. 결 론

본 Hoek-Brown 암반모델을 이용한 비선형 유한요소 터널해석 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 기존의 설계지반자료를 이용한 해석에 있어서 Mohr-Coulomb모델을 적용할때 현장계측결과보다 50%미만의 예측치를 제시하고 있음을 확인하였다. 따라서 시공중 현장암반을 확인하여 작성된 막장관찰 결과와 현장시험을 최대한 활용하여 보다 정확한 현장지반조건을 파악하여 역해석을 시행하는 것이 바람직하다.
2. 터널거동을 일치시킨후 역해석하여 산정된 지반정수의 역해석에서 연약대의 E값이 3000Kg/cm<sup>2</sup>으로 계산되었으며, 이값은 현장공내재하시험에 의한 결과보다 6배크고, Mohr-Coulomb모델 해석에 사용된 설계예측치보다 5배적게 나타났다.

3. 강관보강 시공을 적용한 연약지반의 "A"터널해석에서 2차원(평면변형조건)해석결과인 천단침하가 현장계측치보다 2배로 과다하게 산정되었으므로 강관보강으로 인한 종방향 Beam효과를 고려할 수 있는 3차원해석이 요구된다.

4. 두 해석모델을 적용하여 해석한후 그결과를 분석해보면 Mohr-Coulomb모델에 비하여 Hoek-Brown 현장암반모델이 현장계측결과에 잘 접근하고 있으므로 역해석으로서의 적합성이 확인되었고, 현장암반조건을 최대한 고려할 수 있는 Hoek-Brown모델을 터널해석에 적용하므로써 어느 시공단계나 지반조건하에서 도 신뢰도 높은 터널의 안정성 평가가 가능하다.

### <참고 문헌>

- F. Latour, M. Dekeyser, R. Arnould, "Construction of Two Motorway Tunnels in Coal Mining Area at Liege(Belgium)", Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990, International Academic Publishers, Vol. 3, pp 65-77
- Ibrhim Jasarevic, "Methodology for determining Geotechnical Parameter for Calculation of Primary Support-Work of Great Underground Rooms", Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990, International Academic Publishers, Vol.2, pp 479-488.
- Jiang Shuping, "Effect of Systematic Rockbolts in Strengthening Tunnel Surrounding Rock" Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990, International Academic Publishers, Vol. 2, pp 489-495.
- M.A.Mahtab, P. Grasso "Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rocks" Developments in Geotechnical Engineering 72. pp31-103.
- Pei Juejin, Huang Huanqian, "The 3-D Finite Element Analysis of the Excavation for a Subway Tunnel Shallowly Embedded in Sand and Gravel", Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990, International Academic Publishers, Vol. 2, pp 571-577.
- Wang Moonshu, "The Application of Tunnelling Method in Shallow Embedded Beijing Metro", Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990, International Academic Publishers, Vol. 3, pp 169-176
- Zhu Jingmin, Liao Xinbei, Zheng Li, Ye Xiaoming, "Modelling study on the support plan for pressure tunnel with rockbolts and shotcrete", Tunnel and Underground Works Today and Future Proceedings of the International Congress The ITA Annual Meeting September 3-7, 1990,