

## 암반-지보 거동분석에 의거한 지하굴착 지보설계에 관한 연구

김혁진<sup>1)</sup> · 조태진<sup>2)</sup> · 김남연<sup>3)</sup>

### A Study on the Support Design for Underground Excavation Based on the Rock-Support Interaction Analysis

Hyukjin Kim, Taechin Cho and Namyeon Kim

**ABSTRACT** Engineering rock mass classification is extensively used to determine the reasonable support system throughout the tunneling process in the field. Selection of support system based on the results of engineering rock mass classification is simple and straight-forward. However, this method cannot consider the effect of in-situ stresses, mechanical properties of support material, and support installation time on the behavior of rock-support system. To handle the various conditions encountered in the underground excavation sites rock-support interaction program has been developed. This program can analyze the interaction between rock mass and support materials and also can simulate the tunnel excavation-support installation process by controlling the support installation time and the stiffness of support system. Practical applicability of this program was verified by comparing the results of support design to those from rock mass classification for the virtual underground excavation at the drilling site KD-06 in Geoje island.

### 1. 서 론

국가산업의 발전에 따라 사회간접 자본재의 확충이 절실하게 요구되고 있으며, 이에 따라 지하공동의 필요성이 증가되고 있다. 다양한 기능의 지하공동을 건설하기 위해서 굴착심도가 점차로 증가되고 규모도 확대되고 있으며, 굴착시 현장조건에 대한 지하공동 안정성을 최대한 확보하기 위한 굴착공법이 발전되어 왔다. 계측을 통한 암반 거동분석 결과를 활용하고 록볼트와 콘크리트를 주된 지보재로 사용하여 암반자체의 지지능력을 최대한 이용하는 New Austrian Tunnelling Method(NATM: Rabcewicz, 1964; Müller, 1976; Brown, 1981), 전단면 또는 자유단면 굴착을 시행하는 TBM(Tunnel Boring Machine) 공법, 지중에 보호통의 일종인 shield를 추진시켜 암반의 붕괴를 방지하면서 굴착 및 복공작업을 동시에 수행하는 shield 공법 등의 발전과 더불어 암반을 객관적으로 평가하여 지보설계의 기본적인 지침을 제공하는 암반분류법이 세부적으로 연구되어 왔다. 최초의 합리적인 분류법은 Terzaghi(1946)가 제안한 암반하중분류이며, 강아치

지보터널을 위한 암반 하중을 산정하는데 사용되었다. 그러나 록볼트와 콘크리트를 사용하는 현대적 터널 공법에서는 적합하지 못한 것으로 판명되었다(Cecil, 1975). 그후 Lauffer(1958)에 의해 암반내에서 활동성 무지보 스팬의 자체지지기간을 강조하는 암반분류법이 제시되었으며, Deere(1964)에 의해 코어만을 취급하여 산정되는 정량적인 지수인 RQD가 제안되었다. RQD는 신속하고 적은 비용으로 산정할 수 있는 지수이나 절리의 방향성, 밀집성, 충진물 상태등을 고려할 수 없는 한계성이 있다. 따라서 RQD는 코어 암질 평가에 대해서는 실용적인 요소이나 자체만으로 암반의 성질을 충분히 표현할 수 없는 단점이 있다. Bieniawski (1973)에 의해 개발된 RMR 분류는 현장에서 시추자료로부터 측정 가능한 6가지 변수를 이용하여, 암반 등급 별로 장기간의 안정성 확보를 위한 천반지보 선택에 대한 지침으로 매우 유용하다. Barton *et al.*(1974)에 의해 개발된 Q-system도 스칸디나비아의 터널사례 분석

1) 정희원, 한국종합기술개발공사 지반부  
2) 정희원, 부경대학교 응용지질학과 교수  
3) 정희원, 베이시스컨설틱(주)

에 근거하여 제안된 터널지보 설계에 유용한 정량적인 분류체계이나, RMR에서와 같이 현장응력에 따른 지보거동을 직접적으로 고려할 수 없다.

터널굴착시 현장응력의 재분포에 의거하여 굴착암반 주위에 변형이 발생하며, 굴착부위의 변형에 대한 터널의 안정성을 유지하기 위해서는 효과적인 지보재가 설치되어야 한다. 터널 굴착과정에서의 지보설치 및 암반거동에 대한 연구는 Fenner(1938)에 의해 최초로 검토되었고, Deere *et al.*(1970), Daemen(1977) 및 Brown *et al.*(1983)에 의해 정립되었다. 본 연구에서는 Daemen(1977)이 제시한 터널굴착 진행에 따른 하중-변형이론과 Hoek and Brown(1980)의 경험적 암반파괴 기준식을 이용하여 현장응력, 지보재 자체의 물성치, 지보시기를 고려하여 굴착조건에 부합되는 적정 지보체계를 선정할 수 있는 암반-지보거동 프로그램을 개발하였다. 개발된 프로그램을 활용하여 거제도 남단에서 회수된 시추코어 분석에 근거하여 지하공동 굴착에 대비한 지보체계를 분석하였으며, 공학적 암반분류에 의거한 경험적 지보설계 결과와 비교, 검토하였다.

## 2. 암반-지보 거동 모델

Daemen(1977)은 지하굴착에 따른 암반변형과 지보재 설치에 의한 보강효과를 가시적으로 설명하기 위하여 굴착 - 보강 과정을 Fig. 1에 도시된 바와 같이 형상화하였다. 단면 X-X'을 기준으로 굴착진행에 따른 공동변위를 지보압과 관계시켜 Fig. 2에 제시하였으며, 설치된 지보재의 특성에 따라 평형상태에 도달하는 과정도 함께 기술하였다. Fig. 2에 제시되어 있듯이 지보

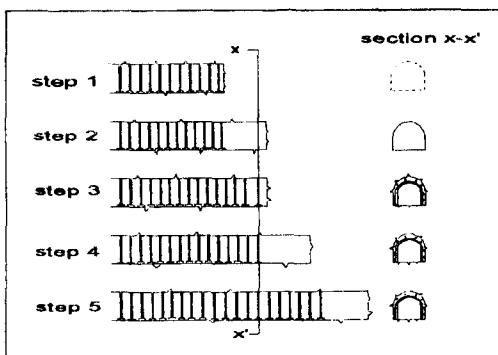


Fig. 1. Hypothetical example of tunnel excavation (after Daemen, 1977).

체계의 기능성은 암반과 지보재의 하중-변형 특성뿐만 아니라 지보재 설치방법 및 시기에도 좌우된다.

Hoek and Brown(1980)은 수평 및 수직응력의 크기가 동일한 원형터널에서 발생되는 굴착에 의한 공동변위를 산정할 수 있는 이론적 관계식을 도출하였다. 암반의 초기 물성치는 선형탄성으로 취급하였으며, 파괴기준은 아래에 제시된 관계식 (1)을 이용하였다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m\sigma_c \sigma_3 + s\sigma_c^2)} \quad (1)$$

여기서,

$\sigma_1$  : 최대 주응력

$\sigma_3$  : 최소 주응력

$\sigma_c$  : 일축압축강도

m, s : 암반의 파괴특성계수

일차파괴 후의 암반의 물성치는 완전 소성으로 취급하였다. 이 경우 암반의 소성파괴특성은 관계식 (1)을 이용하였으며, m, s 대신에 소성파괴특성계수인  $m_r$ ,  $s_r$ 을 사용하였다. 정수압 상태의 원형터널이 축방향으로 대칭인 점을 활용하기 위하여 polar coordinate system을 도입하였으며, 터널 암반 내부에서의 소성 - 탄성 평형조건에 의거하여 소성영역의 범위 및 터널의 변위량을 산정할 수 있다. 구성방정식의 설정, 평균소성변형률을 산정 등에 관계된 전체적인 수식 전개는 Hoek and Brown(1980)에 상세히 기재되어 있어 본 논문에서의 기술은 생략하였다.

굴착후 터널 주위암반에 지보재가 설치될 경우 지보재 자체의 변형에 수반되어 발생되는 지보압 ( $P_i$ )은 다

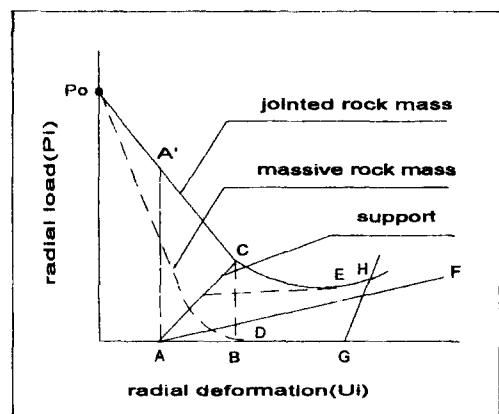


Fig. 2. The load-deformation curves for the rock mass and the support system.

음과 같이 산정된다.

$$P_i = k u_{ie} / r_i \quad (2)$$

여기서,

$k$  : 지보재 강성도

$u_{ie}$  : 방사변위

$r_i$  : 터널 반경

2개 이상의 지보재가 혼합되어 설치된 복합지보시스 템인 경우 지보강성도는 개별 지보재 강성도의 합으로 표현된다.

$$k = \sum_i k_i$$

여기서,  $k_i$ 는 개별 지보재의 강성도이다.

본 연구에서는 Hoek and Brown(1980)에 기술된 지하공동의 탄소성 변위 및 소성영역 등을 산출하는 관계식과 지보재의 거동에 대한 관계식 (2)에 의거하여 암반-지보 상호거동을 분석하고 적정지보체계를 설정할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 최적지보체계를 설정하는 프로그램의 전체적인 흐름도를 Fig. 3에 도시하였다.

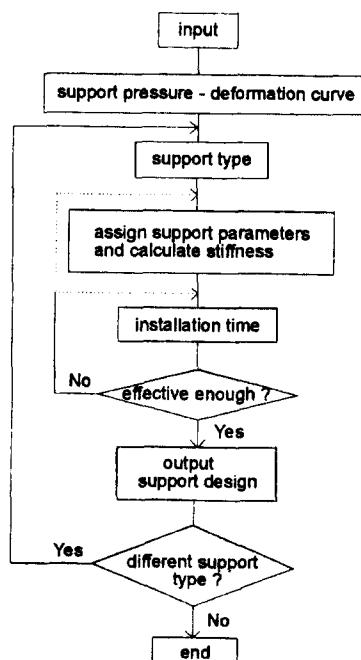


Fig. 3. Flow chart of the rock-support interaction analysis program.

다. 프로그램에서는 암반자체의 물성치 및 지보재의 역학적 특성계수 뿐만 아니라 현장응력 및 지보재 설치시 기도 입력자료로 사용된다. 적정 지보분석에는 록볼트 및 콘크리트에 형성되는 지보압과 파괴강도를 고려하였으며 특히, 록볼트의 경우 터널 이완영역의 깊이를 고려하여 볼트길이 및 적정 지보량을 산정할 수 있다. 한편, 강재지보의 경우에는 지보재 자체의 종류가 다양하고 각각의 역학적 특성들이 강성도 산정에 용이하게 적용될 수 없어서 현단계의 프로그램 구성에서는 제외하였다.

### 3. 지하공동의 지보설계

#### 3.1 시추코어 분석

거제도 최남단 다대리에 위치한 시추공 KD-06 지점 (Fig. 4 참조)에서 채취된 시추코어를 이용하여 지하암반상태를 분석하였다. 지하심도 400 m 까지 시추작업이 수행되었으며, 심도별 암종분포 및 파쇄정도를 Fig. 5에 도시하였다. 지표-심도 40 m 까지에서는 코어회수가 불가능하여 시추 주상도에서 제외되어 있다. 대부분의 시추구간에서 거제화강암이 주종을 이루고 있으며, 심도 361~380 m 구간에서는 안산암이 관입되어 있다. 전 구간의 시추코어상에는 파쇄대 및 절리면이 발달되어 있고, 심도 139 m 지점에서는 소규모 암맥이 관입하였다.

본 연구에서는 공학적 암반평가를 산정함에 있어 시추코어의 형태적 특성과 시추시 현장에서 촬영된 코어

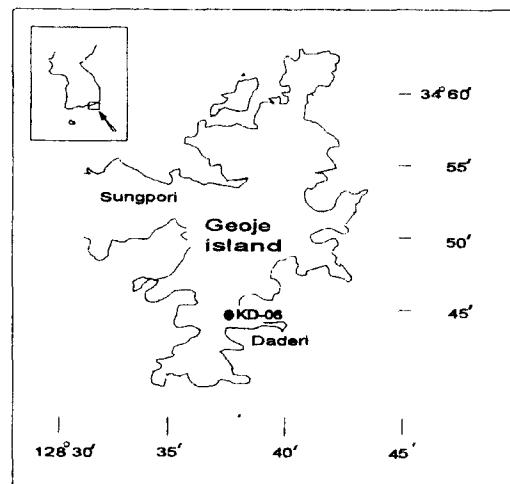


Fig. 4. Boring site in Geoje island.

사진에 근거하여 연결성을 추정하였으며, 일정수준 이상의 코어 연결성이 확인된 구간에서 공학적 분류를 시도하였다. KD-06 시추코어에 대해 수행된 구간별 공학적 암반분류 결과를 Table 1에 수록하였다. 전구간에서의 RQD는 심도별로 변화된 양상을 나타내고 있다. 심도 220m 까지는 RQD 85% 이상의 매우 양호한 암반상태를 지시하고 있다. 하부 심도 400 m 까지는 구간별로 RQD 변화가 심하며, 특히 300~330 m와 370~400 m 구간에서 75% 정도의 RQD 분포를 나타내고 있다. RMR 산정 결과 암질은 전반적으로 fair 내지 good의 상태를 나타내고 있다. 한편, 심도 170 m~190 m 구간 및 260 m~290 m 구간에서는 good 상태를 나타내고 있어, 이 구간에서 암반의 공학적 활용도가 높

을 것으로 판단된다. Q산정에 의한 구간별 암반평가 결과는 RQD 및 RMR에 의한 결과보다 약간 저하되어 전구간에서 fair~good 상태를 나타내고 있다(조 외 김, 1995 참조).

### 3.2 경험적 지보설계

지하공동 굴착시 암반에 대한 공학적 분류를 통한 경험적 지보기준이 일반적으로 활용되고 있다. 대표적으로 Bieniawski(1973)와 Barton(1974) 등에 의하여 RMR 및 Q 산정결과에 따라 각각 적정지보패턴을 결정할 수 있는 경험적 기준이 설정되어 있으며, Deere (1964)에 의하여 RQD 결과에 따른 지보설계 패턴을 산정할 수 있는 기준도 제시되어 있다. 거제도 시추지점 KD-06에서 회수된 코어를 분석한 결과 대부분의 구간에서 RQD가 75%를 상회한다. 따라서 Deere(1964)가 제시한 기준에 의거할 때 록볼트 지보일 경우 종단면 설치 간격이 1.5~1.8 m로 선정되며, RQD가 75% 이하인 심도 227 m, 328 m, 397 m 부근 지점은 상대적으로 높은 보강량이 필요하므로 1.2~1.5 m 사이의 록볼트 설치간격을 요구하고 있다. 속크리트 지보설계에서는 지보두께가 터널의 안정성을 결정하는 가장 중요한 변수이다. RQD에 의한 속크리트의 적정지보 두께는 RQD값이 75% 이하인 227 m, 328 m, 397 m 지점에서 150~100 mm인 것을 제외하고는 전 구간에서 80~50 mm의 지보량을 요구하고 있다. 스틸 센을 지보재로 이용할 때 블록 설치간격은 227 m, 328 m, 397 m 지점에서의 1.2~1.5 m를 제외하고는 모든 구간에서 1.5~1.8 m로 산정되었다(Table 2참조). 이상에서 고찰한 바와 같이 RQD 결과에 의거할 때 지보 패턴별 적정지보량을 간단하고 신속하게 산정될 수 있다. 그러나 현실적으로 시추코어관찰을 통해서 산정되는 단일 암반평가 지수인 RQD 만으로는 다양한 지질구조에 대한 보강대책 수립에 많은 한계성이 존재하는 것으로 판단되며, 심도에 따라 변화되는 현장응력의 영향을 지보설계 설정기준에 고려하지 못하는 단점이 있다.

Bieniawski(1973)에 의하여 제시된 RMR에 따른 지보패턴 기준에 의하면 RMR 값이 81이상인 암반에서는 지보가 필요하지 않는다. 시추지점 KD-06를 대상으로 록볼트만의 단독지보를 적용시킬 때 설치길이는 심도 67 m 지점에서의 2.5m를 제외하고는 전체적으로 3~4 m가 요구된다. 설치간격도 심도 67 m 지점에서의 3 m를 제외하고는 전체적으로 1.5~2.5 m의 설치 간격

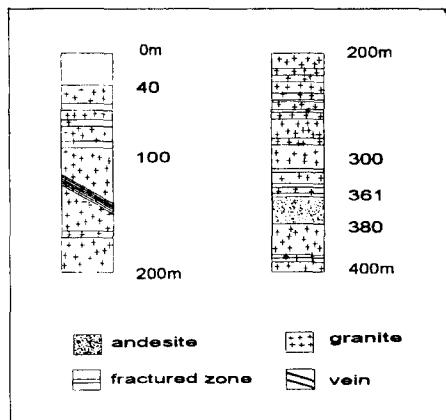


Fig. 5. Core log of boring site KD-06.

Table 1. Results of rock mass classification

depth (m)	RQD	quality	RMR	quality	Q	quality
55.3~ 61.4	85	good	56	fair	22.4	good
64.3~ 71.0	94	very good	64	good	8.27	fair
90.2~100.9	85	good	58	fair	4.68	fair
117.0~130.6	88	good	66	fair	15.5	good
169.7~180.2	94	very good	61	good	20.7	fair
180.4~191.9	94	very good	58	good	4.14	fair
200.0~204.6	84	good	55	fair	9.24	fair
206.2~210.0	89	good	53	fair	7.83	good
217.3~220.8	97	very good	56	fair	11.0	fair
224.4~230.1	74	good	68	fair	6.52	fair
258.0~268.0	98	very good	63	good	8.62	good
283.6~289.4	87	good	51	good	11.5	fair
301.1~310.0	90	good	58	fair	7.92	fair
326.5~330.0	78	good	56	fair	7.80	fair
349.0~361.0	73	good	55	fair	9.73	fair
370.0~380.3	78	good	55	fair	5.56	fair
395.3~400.0	73	good	57	fair	19.5	good

을 필요로 한다. 속크리트만의 지보 사용시에는 심도 67m, 180m, 270m 부근을 제외하고는 천정에서 50~100 mm, 측벽에서 30 mm의 속크리트 타설이 필요한 것으로 분석되었다(Table 2 참조). RMR에 의한 속크리트 지보 기준은 터널 천정, 측벽에서 세분화하여 효과적인 지보설계를 실시할 수 있는 장점이 있다. 그러나 RQD 경우와 마찬가지로 지보설계지침이 RMR값에 따라 획일적으로 설정되어 심도에 따른 현장응력변화를 고려하지 못하는 한계성이 있으며, 두 종류 이상의 지보재를 사용하는 복합지보에 대한 명확한 기준을 제시하지 못하고 있다.

Grimstad and Barton(1993)이 제시한 적정지보설계 기준에는 Q값 및 지하공동의 등가크기(equivalent dimension)에 따라 총 9개의 범주로 지보패턴 영역을 구분하고 있다. KD-06 시추지점의 지보설계에서 구간별 공동의 최대스팬은 RMR 결과에 의거하여 산정된 크기를 고려하였으며(Table 4참조), excavation support ratio(ESR)=1로 가정하였다. 롤볼트 단일지보의 경우 설치길이는 전 구간에서 3~5 m로 산정되었

다. 롤볼트와 속크리트가 동시에 사용된 복합지보인 경우는 롤볼트 설치 간격은 2.5 m 이하로 산정되었고, 롤볼트 단일지보로만 사용될 때는 1.0~2.0 m로 산정되었다. RQD 및 RMR에 의거한 지보설계 패턴에 비해서 Q에 의한 적정지보기준에는 단일지보와 복합지보의 적용성이 명확히 세분화되어 있다(Table 2 참조). 또한 Q-분류 과정시 stress reduction factor(SRF)가 고려되어 현장응력의 크기가 부분적으로 고려되고 있기는 하나 현장암반과 역학적 특성이 지보재의 강성도 등이 명시적으로 고려된 지보설계기준은 제시되지 못하고 있다.

RQD, RMR 및 Q 지보패턴 결과(Table 2)에 의거하여 지하공동으로의 활용성이 높은 것으로 판정된 8개 구간의 적정 지보패턴을 추정하였으며, 결과를 Table 3에 수록하였다. 롤볼트만의 단독지보와 롤볼트+속크리트를 동시에 타설하는 복합지보설계는 Q에 의거하여 제시된 지보설계 기준을 근거로 하였고, 속크리트만의 단독지보설계는 RMR에 의거한 지보설계 기준을 근거로 하여 산정하였다.

Table 2. Empirical support design based on the results of rock mass classification

depth (m)	rockbolt								shotcrete			steel set	
	length (m)		spacing (m)					thickness (mm)		spacing (m)			
	RMR	Q	RQD	RMR	Q		RQD	RMR		Q	RQD		
					without shotcrete	with shotcrete		crown	sidewall				
55.3~ 61.4	4	3~5	1.5~1.8	1.5~2	1.6~2	2.3~2.5	50~80	50~100	30	40	1.5~1.8		
90.2~100.9	4	3~5	1.5~1.8	1.5~2	1.6~2	2.1~2.3	50~80	50~100	30	40~90	1.5~1.8		
117.0~130.6	4	3~5	1.5~1.8	1.5~2	2~3	2.3~2.5	50~80	50~100	30	40~90	1.5~1.8		
180.4~191.9	3	3~5		2.5	1.6~2	2.1~2.3		50, if needed		40~90			
224.2~230.1	4	3~5	1.2~1.5	1.5~2	1.6~2	2.1~2.3	100~150	50~100	30	40~90	1.2~1.5		
258.0~268.0	3	3~5		2.5	1.6~2	2.1~2.3		50, if needed		40~90			
301.0~310.0	4	3~5	1.5~1.8	1.5~2	2~3	2.3~2.5	50~80	50~100	30	40~90	1.5~1.5		
326.5~330.0	4	3~5	1.2~1.5	1.5~2	1.0~1.6	2.1~2.3	100~150	50~100	30	40~90			
349.0~361.0	4	3~5	1.5~1.8	1.5~2	1.6~2	2.1~2.3	50~80	50~100	30	40~90	1.5~1.8		

Table 3. Optimized empirical support design

depth (m)	rockbolt			shotcrete			rockbolt+shotcrete		
	length (m)	spacing (m)	t <sub>c</sub> (mm)	length (m)	spacing (m)	t <sub>c</sub> (mm)	length (m)	spacing (m)	t <sub>c</sub> (mm)
55.3~ 61.4	3~5	1.6~2	50~100	3~5	2.3~2.5	40~50			
90.2~100.9	3~5	1.6~2	50~100	3~5	2.1~2.3	40~50			
117.0~130.6	3~5	2~3	50~100	3~5	2.3~2.5				
180.4~191.9	3~5	1.6~2	50	3~5	2.1~2.3				
258.0~268.0	5	1.6~2	50	3~5	2.1~2.3				
301.1~310.0	3~5	2~3	50~100	3~5	2.3~2.5				
349.0~361.0	3~5	1.6~2	50~100	3~5	2.1~2.3				

### 3.3 이론적 지보설계

거제도 KD-06 시추지점 8개 구간에서의 지하공동 굴착에 대한 이론적 지보설계에 필요한 입력변수들을 Table 4에 수록하였다. 암반의 일축압축강도( $\sigma_c$ )는 시추코어를 이용하여 실내실험에서 측정된 값을 사용하였으며(세계평화교수협의회, 1989), 암반의 파괴 특성 계수 m과 s 및 파괴된 암반의 특성계수  $m_r$ 과  $s_r$ 은 Hoek and Brown(1980)에 의해 제시된 RMR 결과를 근거로 한 경험적 관계식에 의거하여 산정하였다. 구간 별 현장응력값은 재하암반하중을 계산하여 설정하였으며, 이 경우 암반밀도는 화강암일 때  $2650 \text{ kg/m}^3$ , 안산암일 때  $2850 \text{ kg/m}^3$ 을 적용하였다. 터널 반경은 Bieniawski(1976)가 제안한 RMR 결과에 의거해 추정되는 최대 무지보 스팬을 고려하여 산정하였다(Table 4참조). 적정 지보설계 패턴을 결정하기 위한 기본적인 기준은 다음과 같다. 지보재는 단일지보와 복합지보로 나누어 분석을 시행하였다. 단일지보는 록볼트 또는 솗크리트가 설치된 경우이고, 복합지보로서는 록볼트+ 솗크리트 지보패턴이다. 록볼트만을 사용한 단일 지보 설계 기준에서 록볼트 길이는 공동주변의 소성영역을 고려하여 산정하였고, 록볼트 지보체계의 강성도에 주된 영향을 끼치는 터널 종·횡축 방향으로의 설치간격은 최소의 지보량으로 최대의 지보효과를 낼 수 있도록 경제성을 고려하여 결정하였다. 록볼트의 직경은 2.5 cm로 규격화된 것이 사용되는 것으로 가정하였다. 속크리트 단일지보인 경우는 암반 거동을 영구적으로 안정시킬 수 있는 최소보강 두께로 산정하였다.

시추지점 KD-06의 심도 117.0~130.6 m 구간에 대하여 암반-지보거동 프로그램을 이용하여 세부적인 지보설계 분석을 실시하였다. 직경 13 m인 원형터널이 굴착되며 수직, 수평방향의 현장응력 성분의 크기가 같다고 가정할 때 터널의 천정, 측벽, 바닥에서 예상되는 방사변위-지보압 거동곡선을 Fig. 6에 도시하였다. 초

기 현장응력은 구간 심도 117.0~130.6 m의 중간지점 123.8 m에 작용하는 상재하중 3.215 MPa로 설정하였다. 굴착 진행에 따라 터널 주위암반에서 지지되어야 하는 지보압은 터널의 변위가 증가할수록 즉, 변위 발생에 소요되는 현장응력 성분이 커질수록 감소한다. 굴착 이후 방사변위가 1.86 mm에 도달할 때까지는 탄성거동, 이후에는 소성거동이 발생하는 것으로 분석되었다. 터널 주위암반에 소성거동에 의한 이완대가 형성되면 이완영역에서의 암반자중도 지보압에 영향을 끼쳐 Fig. 6에 도시된 바와 같이 천정, 측벽 및 바닥에서의 지보압이 상이하게 산정된다. 일반적으로 현장응력이 매우 높은 지역을 제외하고는 탄성변형에 의한 터널 불안정성이 발생될 확률은 매우 낮으며, 또한 탄성변형을 지지할 경우 과도한 지보압이 소요된다. 따라서 소성거동이 발생된 직후 이완영역의 발달이 확대되지 않는 상태를 유지하도록 보강대책을 수립하는 것이 최적 요건으로 사료된다. 본 연구에서는 가장 높은 지보압을 요구하는 터널 천정부분에서의 소성변위를 억제하기 위한 지보대책을 고찰하였다.

록볼트 단독지보설계시 프로그램에 의거하여 이론적으로 분석된 암반-지보거동을 Fig. 7에 도시하였다. 록

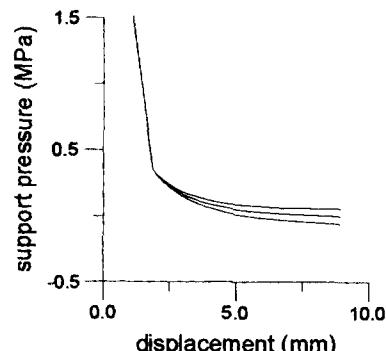


Fig. 6. Variation of support pressures with respect to the radial deformations.

Table 4. Mechanical properties of rock mass in each depth interval

depth (m)	RMR	tunnel radius $r_i$ (m)	in-situ load $p_o$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	m	$m_r$	s	$s_r$
55.3~ 61.4	56	6.5	1.515	64.83	1.261	0.13	0.00089	0.00001
90.2~100.9	58	7	2.481	78.25	1.457	0.13	0.00123	0.00001
117.0~130.6	56	6.5	3.215	64.90	1.261	0.13	0.00089	0.00001
180.4~191.9	61	8	4.834	62.50	1.810	0.13	0.002	0.00001
258.0~268.0	68	9.5	6.830	44.68	2.999	0.13	0.00622	0.00001
301.1~310.0	58	7	7.935	26.42	1.457	0.13	0.00123	0.00001
349.0~361.0	55	6.5	9.219	39.02	1.174	0.13	0.00076	0.00001

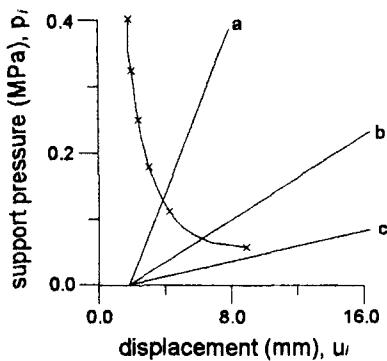


Fig. 7. Rock-supprot interaction at the depth interval 117.0-130.6 m. Rockbolt is installed when the radial displacement is 1.86 mm.  
a: bolt spacing=0.3 m, b: bolt spacing=0.6 m,  
c: bolt spacing=1.0 m.

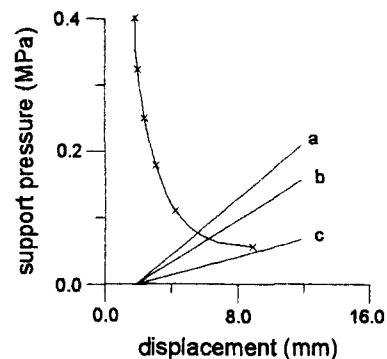


Fig. 8. Rock-supprot interaction at the depth interval 117.0-130.6 m. Spacing of rockbolt is 0.6 m.  
a: rockbolt installed when  $u_i=1.86$  mm,  
b: rockbolt installed when  $u_i=4.0$  mm,  
c: rockbolt installed when  $u_i=6.0$  mm

볼트 설치시기는 탄성거동에 의해 최대방사변위가 형성된  $u_i=1.86$  mm 지점으로, 록볼트 길이는 3 m로 고정하였다. 경우 a는 록볼트 설치간격을 0.3 m로 정하였을 때 암반과 지보재와의 상호관계를 나타낸 것이다. 체계적인 록볼트 설치에 의한 지보강성도와 최대지보용량은 록볼트 설치간격에 좌우된다. 경우 a에서 최대지보용량은 3.17 MPa이며 설치된 록볼트 체계가 암반거동과 평형을 이룬 상태에서의 지보압은 0.128 MPa로 산정되었다. 결과적으로 터널굴착의 안정성을 유지하기 위하여 요구되는 지보용량이 최대 록볼트 지보용량의 4.0% 정도밖에 되지 않는다. 록볼트 설치간격을 0.6 m로 확대한 b 경우에도 최대지보용량은 0.792 MPa이며, 평형상태에서의 지보압은 0.07 MPa로

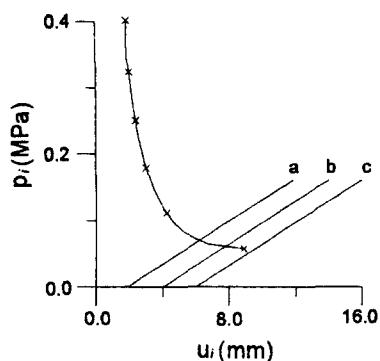


Fig. 9. Rock-supprot interaction at the depth interval 117.0-130.6 m, Shotcrete is applied when the radial displacement is 1.86 mm.  
a: shotcrete thickness=40 mm,  
b: shotcrete thickness=30 mm,  
c: shotcrete thickness=13 mm

8.8%의 지보용량만이 발휘된다. 소성거동에 의한 이완영역은 경우 a에서 1.35 m, 경우 b에서 2.27 m로 산정되어 록볼트 길이 3 m만을 고려할 때 경우 b가 보다 적절한 지보체계를 형성한 것으로 판단된다. 그러나 경우 a 와 b는 암반의 소성거동을 제어할 수는 있지만 지보설계의 경제성은 매우 낮은 것으로 판단된다. 경우 c는 암반거동에 비해 지보재의 설치간격을 1.0 m로 설정하였을 때를 도시한 것이며, 이때 지보패턴은 암반거동에 대한 지보재 역할을 전혀 수행하지 못하고 있다.

록볼트 설치시점에 따른 지보효과를 고찰하기 위하여 볼트길이 3 m, 설치간격 0.6 m로 설정하여 지보시기에 따른 암반-지보 상호거동을 Fig. 8에 도시하였다. 경우 a는 Fig. 7의 경우 b이며 초기변형 1.86 mm에서 지보가 설치된 경우이다. 경우 b는 지보시기를 조정하여 암반변위가 4.0 mm까지 변형한 후에 동일한 강성도를 가진 록볼트가 설치되는 경우를 도시한 것이다. 이 경우 방사변위 7.70 mm에서 최종평형에 도달되며, 지보압은 최대용량의 7.7%이다. 경우 c는 암반변형이 6.0 mm까지 발생된 후에 지보재가 설치되었으며, 지보재가 너무 늦게 설치되어 지보재 역할을 수행하지 못하는 것으로 나타낸다. 이상에서 나타난 바와 같이 록볼트 단독지보의 경우 암반거동과 평형상태를 이루기 위해서 매우 높은 설치밀도를 유지하여야 하며 지보강도측면에서도 상당히 비경제적이다.

Fig. 9는 속크리트를 타설하였을 때 암반-지보 상호거동을 도시한 것이다. 속크리트가 일정두께 이상 터널벽면에 타설될 경우 록볼트에 비해 매우 높은 강성도를

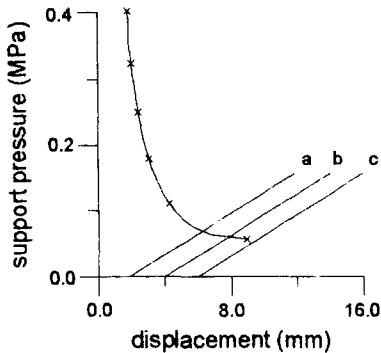


Fig. 10. Rock-support interaction at the depth interval 117.0-130.6 m, Thickness of shotcrete is 30 mm.

- a: shotcrete applied when  $u_i=1.86$  mm,
- b: shotcrete applied when  $u_i=4.0$  mm,
- c: shotcrete applied when  $u_i=6.0$  mm

나타내며, 속크리트의 최대지보압 및 강성도는 타설된 두께에 비례한다. 경우 a는 초기 방사변위=1.86 mm 시점에 40 mm 두께의 속크리트로 보강하였을 때의 지보거동이다. 터널의 방사변위가 5.56 mm 까지 발생한 후 암반거동과 평형에 도달하게 되며, 속크리트에 작용되는 지보압은 0.078 MPa로 산정되었다. 두께 40 mm 속크리트의 최대지보압은 0.21 MPa이다. 따라서 약 37%의 지보압 비율을 형성하고 있어 록볼트 단독지보의 경우보다는 지보압 비율이 향상되었으나 과보강된 상태인 것으로 판단된다. 30 mm 두께의 속크리트로 보강한 경우 b에서는 방사변위 6.26 mm에서 평형상태에 도달하며, 이때 속크리트에 재하되는 지보압은 0.069 MPa이어서 최대지보압 0.158 MPa와의 지보압 비율이 43.8%로 경우 a에 비해 효율적인 지보형태를 나타내고 있다. 경우 c는 13 mm 두께의 속크리트가 타설되었을 때의 지보거동을 도시한 것이다. 속크리트 두께의 감소로 인해 강성도가 저하되었으며, 암반거동과 평형상태를 이루하지 못하여 효과적인 지보재 역할을 수행하지 못하는 것으로 판단된다.

두께 30 mm 속크리트의 설치시기에 따른 암반-지보거동을 Fig. 10에 도시하였다. 경우 a는 초기 소성변위가 발생된 시점에서 지보재가 설치된 상태이며, 경우 b는 터널의 방사변위가 4.0 mm에 이를 때까지 지보재 설치시기를 지연한 상태이다. 암반-지보 상호거동에 의해 터널의 방사변위가 7.84 mm 발생될 때 평형에 도달하게 되며, 속크리트의 지보압은 0.06 MPa로 최대 지보압 0.158 MPa에 대해 38.2% 지보력이 발휘되고 있

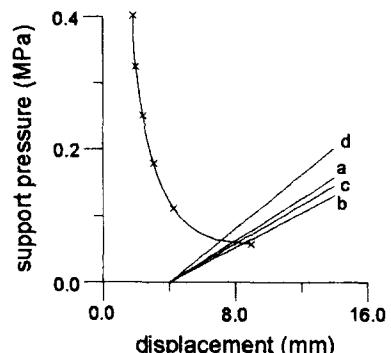


Fig. 11. Rock-support interaction at the depth interval 117.0-130.6 m, Support is installed when the radial displacement is 4.0 mm.

- a: shotcrete thickness=30 mm,
- b: shotcrete thickness=25 mm,
- c: bolt length=3 m, bolt spacing=2.0 m, shotcrete thickness=25 mm,
- d: bolt length=3 m, bolt spacing=0.9 m, shotcrete thickness=25 mm

다. 경우 c는 지보재의 설치시기가 너무 지연되어 지보역할이 효과적으로 수행되지 못하는 상태를 지시하고 있다. 결과적으로 지보시기 산정에서 경우 b가 경우 a에 비해 안정적인 지보설계 패턴을 제시하고 있기는 하지만 지보재 자체의 지보력 발휘수준은 상당히 낮은 상태이다. 그러나 실제현장에서 굴착으로 인하여 발생되는 여굴에 의해 터널 단면 형상에 변화가 발생되면 응력집중 또는 균열발생에 의해 속크리트의 내하력이 급격하게 감소할 수 있다. 따라서 터널단면 형상이 설계 단면 형상보다 수 % 이상 변화하는 굴착상황에서는 경우 b처럼 상당수준의 지보력을 잔재시키거나 록볼트와 결합하여 지보력을 유기적으로 조화시키는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

복합지보재의 효과를 분석하기 위하여 속크리트 단독지보 및 록볼트와의 복합지보체계를 형성한 경우의 지보거동을 Fig. 11에 도시하였다. 경우 a는 초기변형 4 mm 시점에서 두께 30 mm 속크리트가 단독으로 설치되었을 때의 지보거동이다. 동일 설치시점에서 암반거동과 평형을 이루수 있는 속크리트 두께는 25 mm (경우 b)인 것으로 산정되었다. 이 경우 평형상태에서의 암반변형은 8.46 mm, 소성영역깊이는 2.76 m이며, 지보재 응력이 0.058 MPa 형성되어 최대지보압 0.132 MPa에 대해 44.3%의 지보압 비율을 나타낸다. 한편 실제 현장에서의 굴착단면은 발파공법을 사용할 경우 상당한 여굴상태를 나타내고 있으며, 불규칙한 형상에

의한 응력 재분포 현상에 의해 지보압 비율 44.3%에도 불구하고 국지적인 불안정성이 초래될 가능성이 높기 때문에 록볼트를 병행하여 설치하고 있다. 경우 c는 소성영역의 깊이를 고려하여 길이 3 m의 록볼트가 2.0 m 간격으로 추가 설치된 복합지보재의 거동이다. 경우 b와 비교하여 지보재의 강성도가 증가하여 암반변형이 8.10 mm인 시점에서 평형상태를 이루고 있으며 소성영역의 깊이도 약간 감소한 2.68 m로 산정되었다. 한편, 지보재 응력은 0.06 MPa로 미약하게 상승하였으며 최대지보압 0.146 MPa에 대해 41.1%의 지보압 비율을 나타낸다. 록볼트 설치간격이 보다 조밀한 0.9 m

인 경우 d에서 전체 지보재의 응력은 0.063 MPa로 솗크리트 단독지보인 경우 b와 유사하나 최대지보압은 약 1.5배 증가된 0.203 MPa로 31.0% 지보압 비율을 나타낸다. 그러나 이와같은 가시적인 지보효과를 도출하는 록볼트 설치간격 0.9 m를 터널 전반에 적용하기는 현실적으로 거의 불가능하다. 따라서 록볼트+속크리트 복합지보재의 경우 전반적인 지보효과는 속크리트에 의해서, 국지적인 불안정성은 록볼트 설치에 의해서 지보효과를 도출하는 역할분담론적 개념으로 지보체계를 설계하는 것이 바람직한 것으로 사료된다. 이상과 같은 방법으로 암반-지보거동 프로그램을 이용하여 KD-06 시추지점에서의 구간별 이론적 지보설계 분석 결과를 Table 6에 수록하였다.

Table 5. Input data for the support design at the depth interval 117-131 m

parameter	value
uniaxial compressive	64.9 MPa
material constants m, s	m=1.261 s=0.00089
modulus of elasticity (E)	12.0 GPa
rock mass	material constants for broken rock mass m <sub>r</sub> , s <sub>r</sub> m <sub>r</sub> =0.013 s <sub>r</sub> =0.00001
Poisson's ratio (v)	0.2
unit weight of broken rock mass (γ)	0.02 MN/m <sup>3</sup>
radius of tunnel (r <sub>t</sub> )	6.5 m
rockbolt	elastic modulus (E <sub>b</sub> ) load-deformation constant for anchor (Q) ultimate failure load
shotcrete	modulus of elasticity (E <sub>c</sub> ) Poisson's ratio (v <sub>c</sub> ) uniaxial compressive

#### 4. 지보체계 비교 분석

거제도 시추지점 KD-06에서 회수된 시추코어를 분석하여 산정된 지하공동설계시 요구되는 경험적 지보패턴과 이론적 지보패턴을 심도별로 비교하였다.

심도 55.3 m~61.4 m 구간에서 굴착에 의한 암반 거동양상을 Fig. 12에 도시하였다. 현장응력이 낮아 대부분의 변위가 탄성거동에 의해 발생되며, 소성거동이 매우 제한되어 있다. 경험적 지보패턴과 이론적 지보패턴에 의거한 복합지보재 설치시의 암반-지보거동을 Fig. 13에 도시하였다. 이론적 지보설계의 지보량은 볼트 길이 2 m, 간격 2.5 m, 속크리트 두께 55 mm로 설정되었다. 지보재 설치시기를 암반의 소성거동이 시작되는 방사변위=0.97 mm 시점으로 선정할 경우 최종변위 1.549 mm 시점에서 암반과 지보재의 거동이 평형에 도달하며, 지보압 비율은 약 6%이다(0.017 MPa/0.284 MPa). 이와같이 최대지보압과의 비율이 매우 낮

Table 6. Results of theoretical support design

depth (m)	tunnel radius (m)	initial deformation		rockbolt		shotcrete		rockbolt+shotcrete	
		u <sub>io</sub> (mm)	length (m)	spacing (m)	t <sub>c</sub> (mm)	length (m)	spacing (m)	t <sub>c</sub> (mm)	
55.3~ 61.4	6.5	0.972	2	0.4	57	2	2.5	55	
90.2~100.9	7.0	1.251	2	0.5	50	2	2.5	45	
117.0~130.6	6.5	4.0	3	0.6	30	3	2	25	
180.4~191.9	8.0	1.911	5	0.9	32	5	2	30	
258.0~268.0	9.5	1.92	8	0.8	105	5	2	103	
301.1~310.0	7.0	50	18	0.8	220	5	2	215	
349.0~361.0	6.5	50	12	0.4	234	5	2	240	

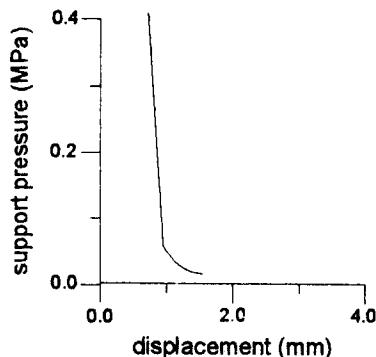


Fig. 12. Variation of support pressure at the depth interval 55.3-61.4 m ( $P_o=1.515$  MPa,  $P_i=0.053$  MPa,  $U_i=0.972$  mm).

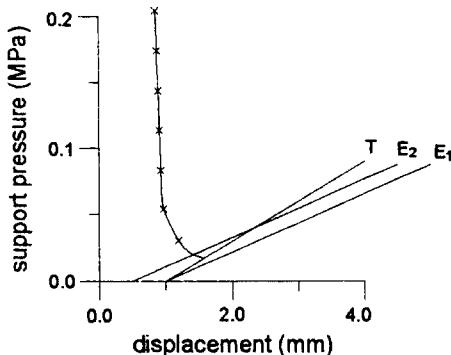


Fig. 13. Rock-support (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 55.3-61.4 m.  
T: theoretical,  $E_1$ : empirical,  $U_i=0.97$  mm,  
 $E_2$ : empirical,  $U_i=0.50$  mm

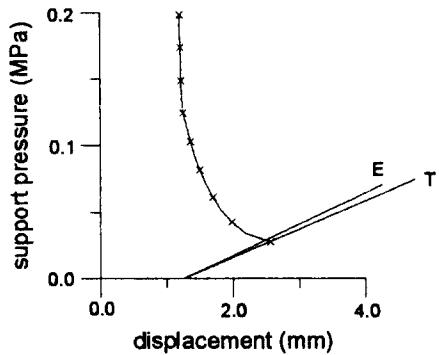


Fig. 14. Rock-surface (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 90.2-100.9 m.  
T: Theoretical,  $U_i=1.251$  mm, E: empirical

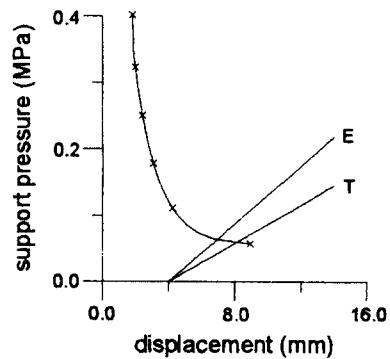


Fig. 15. Rock-surface (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 117.0-130.6 m.  
T: theoretical,  $U_i=4.8$  mm, E: empirical

은 이유는 암반의 소성거동이 매우 미약하여 지보재의 강성도가 매우 높아야 암반거동과 평형상태를 이루할 수 있기 때문이다. 경험적 지보패턴은 Table 3에 수록된 지보량을 근거로 하여 록볼트 길이 4 m, 간격 2.5 m, 콘크리트 두께 40 mm로 설정하였다. 지보재 설치 시기를 이론적 지보패턴과 동일하게 소성거동이 시작된 직후로 가정할 경우 지보재 강성도가 낮아서 주변 암반거동에 대한 지보재의 역할을 수행하지 못하고 있다. 경험적 지보패턴이 효과적이기 위해서는 Fig. 13에 도시된 바와 같이 설치시기가 암반의 탄성거동이 완료되기 이전으로 앞당겨져야 한다.

심도 90.2~100.9 m 구간에서 수행된 암반-지보 상호 거동을 Fig. 14에 도시하였다. 비교적 낮은 심도구간이어서 현장응력수준이 높지 않아 암반의 소성거동이 상대적으로 미약하다. 따라서 지보재 설치시점을 소성거

동 발생직후로 설정할 경우 심도 55.3~61.4 m 구간에서와 마찬가지로 이론적 지보체계의 지보압 비율이 12.5%(0.028 MPa/0.224 MPa)로 매우 낮다. 한편 암반분류결과에 의거한 경험적 지보체계의 강성도는 이론적 지보체계의 강성도보다 높아 암반거동과 평형상태를 이루기 위해 설치시점을 조정할 필요는 없다.

심도가 증가할수록 굴착에 의한 공동변위는 암반의 소성거동에 좌우된다. Fig. 15~17에 표시된 심도구간 117.0~130.6 m, 180.4~191.9 m, 258.0~268.0 m에서의 암반-지보 상호거동은 증가되는 소성변위와 평형상태를 이루는 지보체계의 역할을 나타내고 있다. 전반적인 거동양상은 상부심도 90.2~100.9 m 구간에서와 매우 유사하나, 이론적 지보체계의 지보압 비율이 심도에 따라 39.5%, 77.5%, 79.3%로 증가하여 보다 효율적인 지보효과를 도출하고 있다. 경험적 지보체계도 동일한 설치시점 조건하에서 암반거동과 평형상태를 이루고

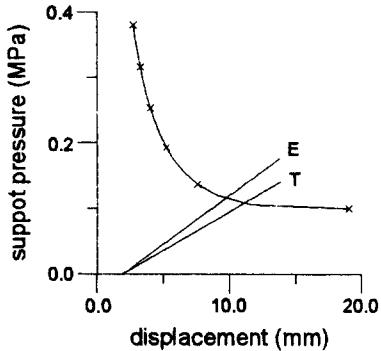


Fig. 16. Rock-support (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 180.0~192.0 m.  
T: theoretical,  $u_i=1.911$  mm, E: empirical

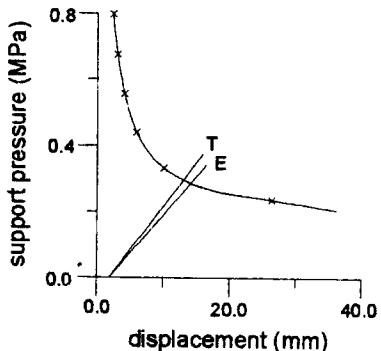


Fig. 17. Rock-support (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 258.0~269.0 m.  
T: theoretical,  $u_i=1.92$  mm, E: empirical

있으나 심도 200 m 이하에서는 이론적 지보체계보다 강성도가 높게 설정되어 있으며, 심도가 증가함에 따라 과보강 정도가 감소하여 심도 258.0~268.0 m 구간에서는 이론적 지보체계보다 낮은 강성도를 나타낸다.

심도가 300 m를 초과하여 현장응력이 매우 높아지면 소성변위가 발생되는 지보압 수준도 상당하여 소성거동 발생 직후에 지보재를 설치할 경우 상당히 높은 지보력이 요구되어 비경제적이다. 따라서 심도 300 m 이상의 구간에서는 지보재 설치시기를 소성거동에 의한 공동의 방사변위가 50 mm인 시점으로 설정하였다. 심도구간 301.0~310.0 m와 349.0~361.0 m에서의 암반-지보 상호거동 분석결과를 Fig. 18과 19에 각각 도시하였다. 이론적 지보체계의 경우 높은 지보력을 발휘하기 위하여 록볼트 이외에도 두께 20 cm 이상의 속크리트 타설이 요구되고 있으며 지보압 비율은 각각 65.3% 및 70.4%이다. 한편 경험적 지보체계에서는 속크

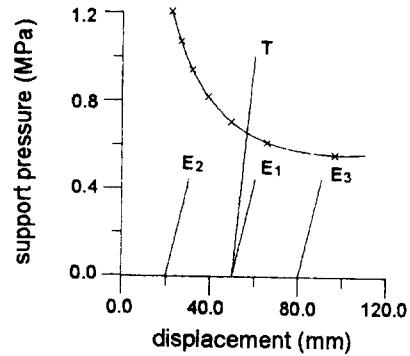


Fig. 18. Rock-support (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 301.0~310.0 m.  
T: theoretical,  $E_1$ =empirical,  $u_i=50$  mm,  
 $E_2$ : empirical,  $u_i=20$  mm,  
 $E_3$ : empirical,  $u_i=80$  mm

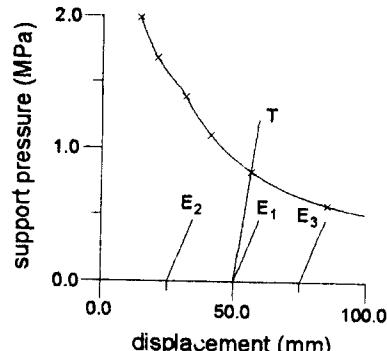


Fig. 19. Rock-support (rockbolt+shotcrete) interaction at the depth interval 349.0~361.0 m.  
T: theoretical,  $E_1$ =empirical,  $u_i=50$  mm,  
 $E_2$ : empirical,  $u_i=25$  mm,  
 $E_3$ : empirical,  $u_i=75$  mm

리트의 최대 두께가 10 cm로 한정되어 있으며, 결과적으로 Fig. 18과 19에 도시된 바와 같이 지보재의 파괴강도가 지보압 수준보다 낮아서 설치시점에 관계없이 지보력 발휘가 불가능한 상태를 나타내고 있다.

## 5. 결 론

현장응력에 따른 암반거동을 예측하여 지보시기, 지보재의 물성치를 최대한 활용하여 적정 지보설계를 고찰할 수 있는 암반-지보거동 프로그램을 개발하였다. 이론적 지보설계 결과를 암반분류에 의한 경험적 지보체계와 비교하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 경험적 지보설계는 단순하게 활용할 수 있지만 현

장응력에 의한 암반거동, 지보재의 물성치, 지보시기를 고려하지 못해 심도에 의거한 지하공동의 정확한 지보 패턴 산정에 한계성을 나타내고 있다.

2. 이론적 지보설계는 경험적 기준의 한계성을 극복 할 수 있을 뿐만 아니라, 암반의 탄성과 소성거동을 고려하여 신속하고 정확하며 경제적인 지보체계를 산정 할 수 있다.

3. 록볼트는 터널거동을 유발시켜 지보효과를 발휘하며 속크리트 지보는 높은 강성도에 의해 지보효과가 급격하게 발휘된다. 결과적으로, 록볼트+속크리트 복합 지보의 경우, 지보체계의 전반적인 강성도는 속크리트에 의해서, 국지적인 암반불력에 대한 안정성은 록볼트에 의해 지보역할이 분담되는 것이 효과적이다.

4. 일반적으로 얕은 심도구간에서의 경험적 설계기준은 이론적 결과에 비해 과보강된 상태를 나타내며, 심도 증가에 따른 현장응력을 고려하지 못하여 300 m 이하 구간에서는 매우 취약한 지보체계가 선정될 가능성이 높은 것으로 판단된다.

### 참 고 문 헌

1. 世界平和教授協議會. 巨濟地區 深層 地質調査 88-KD-06號試錐(多大) 報告書. (株) 東亞地質 (1989).
2. 조태진, 김혁진. 거제지역 화강암체의 지질공학적 특성. 지질공학회지, Vol. 5, pp. 139-153 (1995).
3. Barton N., Lien, R. and Lunde, J. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mech., Vol. 6, pp. 183-236 (1974).
4. Bieniawski Z. T. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Transactions, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344 (1973).
5. Bieniawski Z. T. Rock mass Classification in Rock Engineering. Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering, pp. 97-106. A. A. Balkema, Rotterdam (1976).
6. Brown E. T. Putting the NATM into Perspective. Tunnels and Tunnelling, November, pp. 13-17 (1981).
7. Cecil O. S. Correlations of rock-shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Swedish Geotechnical Institute proceedings, No. 27, pp. 275 (1975).
8. Daemen J. J. K. Problems in Tunnel Support Mechanics. Underground Space, Vol. 1, pp. 163-172 (1977).
9. Deere D. U. Technical description of rock cores for engineer proposes. R. M. E. G., Vol. 1, No. 1, pp. 17-22 (1964).
10. Deere D. U., Peck R. B., Parker H., Monsees J. E. and Schmidt B., Design tunnel support systems. Highway Research Record, Washington, DC, No. 339, pp. 26-33 (1970).
11. Fenner B. R. Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebigsdrucks. Gluckauf, Nr. 32 & 33, Aug (1938).
12. Grimstad E. and Barton N. Updating the Q-system for NMT. Proc. Int. Symp. Sprayed Concrete, Oslo, Norwegian Concrete Assn (1993).
13. Lauffer M. Gegirgsklassifizierung f r den Stollenbau. Gedogie und Bau-wesen, Vol. 24, pp. 46-51 (1958).
14. Müller L. Rock behavior-determination and application in engineering practice. Adv. in Rock Mech., Vol. 1A, pp. 205-215 (1977).
15. Rabcewicz L. V. The New Austrian Tunnelling Method. Water Power, Vol. 16, pp. 453-457 (1964).
16. Terzaghi K. Rock defects and loads on tunnel supports in rock tunneling with steel support. R. V. proctor and T. white Eds, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, pp. 15-99 (1946).