

암반 터널에서의 시공단계를 고려한 암반-지보 거동특성 곡선적용에 관한 연구

이두화, 이성기, 추석연, 임상빈, 안성주
삼보기술단

1. 서론

국내의 터널굴착 공법은 대부분 NATM을 적용하고 있으며 설계특성상 다수의 불확실성을 내포하고 있는 관계로 시공중 계측결과 의존도가 큰 공법이라 할 수 있다. 그러나 현실적으로 선행변위량 측정의 어려움과 계측데이터의 중요성에 대한 이해부족으로 계측결과의 적극적인 활용은 미비한 실정에 있다. 또한 터널 시공에 있어 중요한 지보재 설치시기와 지보량의 적적성여부 평가는 주로 막장관찰을 통한 경험적인 데이터에 의존하기 때문에 계측결과의 활용도 저하는 객관성을 부여하는데 한계가 있다.

한편, 터널 현장에서의 지보재 설치시기 및 지보량 선정 방법 가운데 이론해석에 의한 지반-지보 상호특성 곡선을 활용한 개략설계법은 수치해석법에 비해 계산방법이 간단하다는 장점으로부터 현장 적용성 검토가 다수 수행되었다^{1)~2)}. 그러나 대부분의 연구가 암반 거동 모델에 초점을 두고 있어 현장 적용성 검토에 관한 연구는 미흡하다. 시공관리 측면에서의 Panet³⁾ 및 Hoek⁴⁾의 연구는 굴착에 따른 경험적인 변위특성 곡선만을 제시하고 있어 응력해방에 따른 특성곡선은 제시되어 있지 않다. 또한, 터널에서의 주지보부재인 슛크리트 강도는 시간의존성 특성을 보임에도 불구하고 최종강도에 의한 지보반력곡선으로만 검토되어 지보부재의 적정 평가에 중요한 요소인 최종 변위량 획득이 곤란하다.

본 연구에서는 시공과정을 고려한 암반-지보 특성 곡선 작성 시스템을 Hoek-Brown⁵⁾이론식을 토대로 개발하는 것에 목적을 두고, 본 시스템에는 막장면 진행에 따른 터널 응력해방비, 변위특성을 반영할 수 있는 일반식을 제시한다. 또한, 터널 주요 지보부재인 슛크리트의 시간의존성 경화 특성을 고려할 수 있는 지보반력식을 제시함과 동시에 종래의 2차원해석 결과와 비교 검토하여 최종적으로 간단하면서 정량적인 터널 시공관리가 가능하도록 본 시스템의 현장 활용 방법을 제시한다.

2. 굴진장을 고려한 암반-지보 거동 특성곡선

Hoek-Brown⁵⁾은 수직 및 수평응력의 크기가 동일하며, 취성의 탄소성 거동을 하는 암반의 원형터널에서 암반-지보의 상호거동을 고려할 수 있는 이론식을 제시하였으며, 개략적인 수식은 표 1과 같다.

표 1. 암반터널의 하중-변형 곡선식

• Hoek-Brown의 파괴기준	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_c [m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_c} + s]^{0.5}$
• 재료상수	$\frac{m_b}{m_i} = \exp[\frac{GSI-100}{28}], s = \exp[\frac{GSI-100}{9}]$
• 탄성변형(u_{ie})	$u_{ie} = \frac{r_o(1+\nu)}{E_m} (p_o - p_i)$
• 소성반경(r_p)	$r_p = r_o \left[\frac{2(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$
• 소성변형(u_{ip})	$u_{ip} = r_o \frac{(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right]$
• σ'_1 : 파괴면의 축응력 • σ'_3 : 구속압 • p_o : 초기응력 • p_i : 내부압력 • 터널반경: r_o	

한편, 콘크리트 또는 스틱리트의 지보 강성 및 최대지보 압력, 록볼트 또는 케이블의 지보강성 및 최대지보압력, 복합지보 시스템의 허용지보 곡선에 대한 계산 과정 및 관계식은 생략하였으나, 지보곡선을 포함한 암반-지보거동특성을 그림 1에 표시하였다.

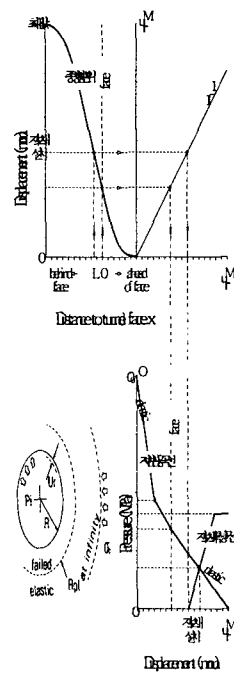
터널굴착으로 인한 지반의 변형은 (Ground Reaction Curve, 이하 GRC로 부름) 항복점을(P_{cr}) 지나 완전소성거동을 하게되며 일정한 변위로 수렴하게 된다. 암반상태에 따라 수렴이 안될 수도 있으며, 수렴하더라도 변위가 과다하게 발생할 수도 있기 때문에 적절한 시기에 지보 설치가 무엇보다 중요하다.

그림 1에서 종방향 변위곡선 (Longitudinal Deformation Profile, 이하 LDP로 부름)을 이용하면 굴진장(L)을 고려하여 지보재 설치시기를 고려할 수 있으며,

그림 1. Ground-Structure Interaction 곡선

Panet(1995) 및 Hoek(1999)등은 현장 실측치를 바탕으로 식(1)과 같은 경험치를 제안하였다.

$$\frac{\text{변위}}{\text{최대변위}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{\text{막장으로부터의거리/터널반경}}{1.1}\right) \right]^{(-1.7)} \quad (1)$$



한편, 막장면 진행에 따른 암반-지보 특성곡선의 기본개념은 그림 2와 같이 도시할 수 있다. 아래그림에서 관측점에서의 굴착면 진행에 따른 변위량 혹은 응력해방율을 고려한 암반-지보 특성곡선은 그림 2 우측과 같이 도시할 수 있다. 즉, 막장 위치에 따른 관측점에서의 지보압력은 각각의 막장위치에 대응하는 응력해방율을 곱한 값으로서 특성곡선을 도시할 수 있다. 이와 같은 개념을 도입할 경우 서론에서 지적한 종래의 문제가 되었던 초기변위량 예측과 시공과정을 고려한 지보부재의 시간의존성 거동을 고려한 지반반력곡선을 도시할 수 있다. 단, 이 경우 문제가 되는 것은 굴착진행에 따른 응력해방율의 크기를 사전 혹은 시공 중 어떠한 방법으로 평가하는가가 중요하고, 지보부재의 시간의존성 거동을 고려할 수 있는 평가방법이 중요하다. 이하에서는 이에 대한 구체적 도출방법과 결과 타당성에 대해 설명하기로 한다.

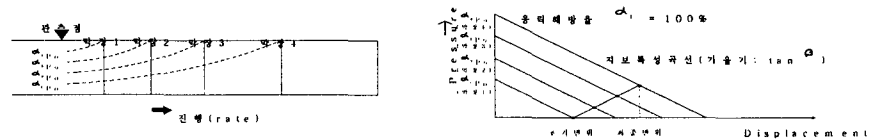


그림 2. 암반-지보 상호 특성 곡선 개념도

3. 시공단계별 암반-지보 거동 특성곡선 작성

시공단계별 암반-지보 특성거동을 규명하기 위하여 3차원 해석을 통한 암반등급별 종방향 변위곡선식을 산출하였다. 특히, 시공관리 활용측면을 고려하여 막장면 위치를 Cycle Time과 결부시켜 시간의존성 지보특성 곡선을 산출하였다. 또한 시공단계를 고려하여 그림 1과 같이 막장면진행에 따른 터널 굴착면 응력 및 변위를 3차원 공간에서 암반특성 곡선을 표현하여 막장위치-변위 특성곡선에 의한 변위분담을 뿐만아니라 막장위치-하중에 의한 하중분담을 예측하였다. 또한 지보반응곡선의 경우 슛크리트의 재령을 고려하여 시간의존(막장 진행)을 고려하였다.

3.1 해석 조건

본 연구에 적용된 물성치는 기존 적용사례와⁶⁾ 기존문헌을⁷⁾ 토대로 선정하였으며 지반물성치와 슛크리트 물성치는 표 2와 표 3에 각각 나타내었다.

표 2. 지반물성치

	$E(t/m^2)$	·단위중량 (t/m^3)	포아송비	점착력 (t/m^2)	ϕ	GSI	m	s
보통암	800,000	2.3	0.26	30	35	50	5.8687	0.00387
풍화암	70,000	2.2	0.3	10	25	15	1.441	7.91E-05

표 3. 슛크리트 물성치

	E (t/m ²)		두께(m)	포아송비
	Soft Shotcrete	Hard Shotcrete		
보통암	146,202	212,132	0.1	0.2
풍화암	141,509	212,132	0.2	0.2

한편, 해석에서의 굴착단면조건 표 4와 같으며 시공 단계는 표 5에 나타내었다.

표 4. 단면조건

	굴착방법	굴착단면적(m ²)	환산터널반경(m)	굴진장(m)
보통암	전단면 굴착	92.08	5.4	2.0
풍화암	반단면 굴착	59.74	4.3	1.0

표 5. 본 연구에서의 시공단계

STEP		0	1	2	3
시공개요도	보통암				
		초기	굴착(전단면)	Soft S/C	Hard S/C
	풍화암				
		초기	굴착(상부반단면)	Soft S/C	Hard S/C

3.2 3차원 해석을 통한 종방향 변위곡선식 산정

굴착단계별 종방향 변위산정을 위해 Pentagon-3D 프로그램을 이용하여 Hoek-Brown 모델을 사용한 3차원 해석을 실시하였다.

모델은 2차로 도로터널(반경 약5.4m)이 균질한 암반에 굴착되는 것으로 가정하였으며, 시공단계를 고려하여 보통암 및 풍화암에 대해 각각 해석을 실시하였다. 경계조건은 터널 직경의 10배 이상으로 설정하였으며, 해석모델은 그림 3과 같다.

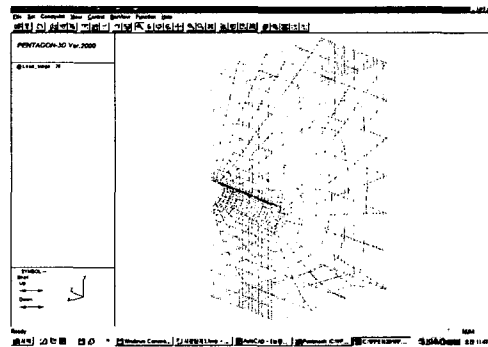
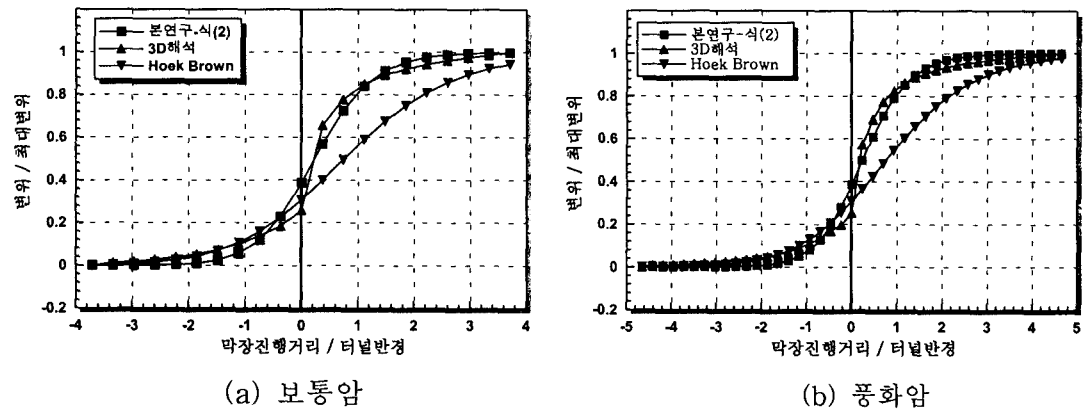


그림 3. 3차원 해석모델

3차원 해석을 통해 막장위치에 따른 변위를 파악한 후, 심도 및 암반등급과 관계없는 하나의 식으로 표현하기 위해 정규화 시켰으며, 이를 회귀분석하여 식 (2)와 같은 굴진장과 연관된 종방향 변위 곡선식을 산출하였다.

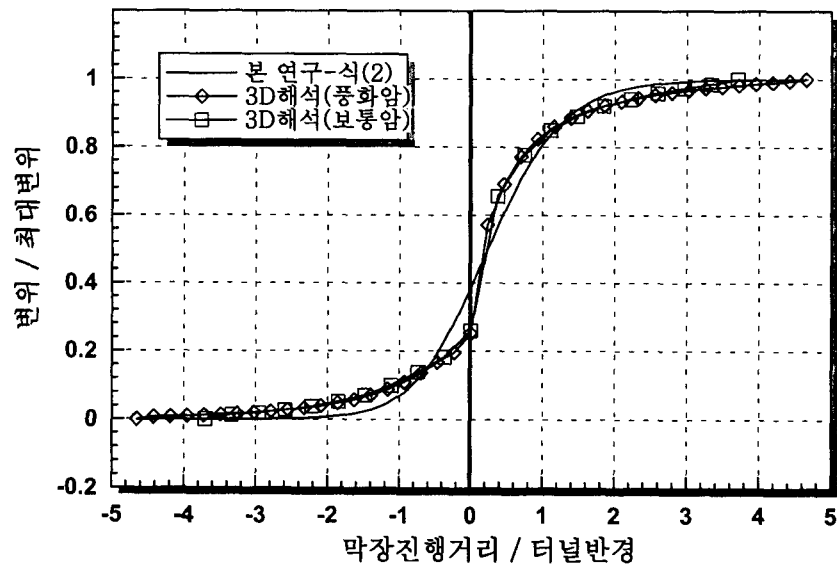
$$\frac{\text{변위}}{\text{최대변위}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{\text{막장으로부터의거리/터널반경}}{0.56}\right) \right]^{(-1.38)} \quad (2)$$

Hoek-Brown의 이론식(표 1)에 의한 결과와 3차원해석 결과를 최대변위로 정규화 시켜 그림 4에 나타내었다. 그림에서와 같이 심도 및 암반등급과 관계없는 잘 일치하고 있으며, 동일한 식으로 표현할 수 있음을 알 수 있다. 동 그림에는 식(1)에 의한 결과(▼)도 함께 도시하였는데 전자와 상이함을 알 수 있다. 이는 현장 계측치인 관계로 암반조건 및 굴착조건 등이 상이하기 때문으로 사료된다.



(a) 보통암

(b) 풍화암



(c) 보통암 및 풍화암 비교

그림 4. 종방향 변위곡선식 비교

3.3 3차원 암반특성곡선을 이용한 하중분담율 검토

그림 5에는 3차원 해석에 의한 결과에서 막장위치를 Z-축에 표현하였고, 종방향 변위는 식 (2)를 이용하여 X-축에 표현하였다. Hoek-Brown의 파괴기준에 따라 암반의 반응 곡선을 산정하여 X-축에 변위를 Y-축에 지보압력을 각각 표시하였다. 그리고 X-Z 평면의 굴진장에 따른 변위곡선과 Y-Z평면의 지보압력곡선을 3차원 공간상에서 연결하여 3차원 암반특성곡선을 작성하였다.

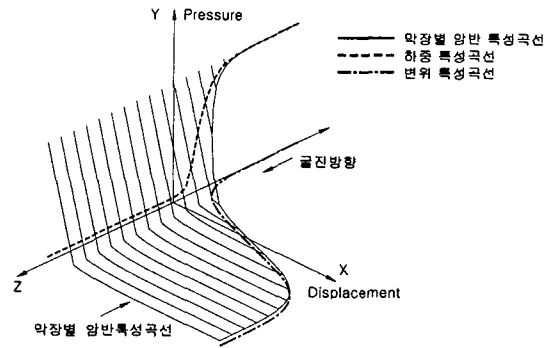


그림 5. 3차원 암반특성곡선 개요

3차원 공간상에서의 암반특성곡선을 Y-Z 평면에 투영하면 지보압력-막장거리 곡선을 구할 수 있으며, X-Z 평면에 투영하면 굴진에 따른 변위곡선을 구할 수 있으며 그림 6과 같다.

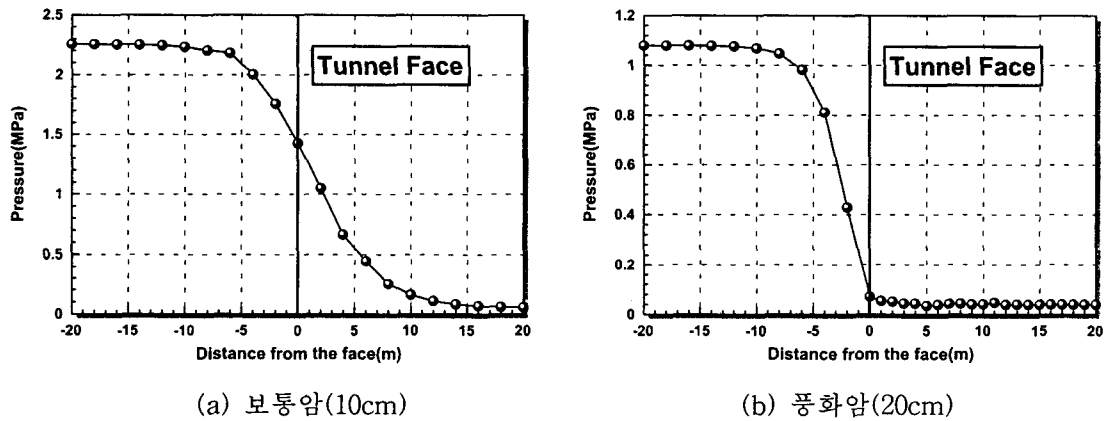


그림 6. 지보압력-막장거리 특성 곡선

이상의 그림 6 막장진행에 따른 지보압력 변화곡선으로부터 각각의 시공단계(막장면 위치)에서의 응력해방율을 구할 수 있으며 그 결과는 표 6과 같다.

표 6. 시공단계별 변위발생을 및 응력해방율 산정결과

구 분		변위에 의한 산정결과		하중에 의한 산정결과	
해석단계	시공단계	보통암	풍화암	보통암	풍화암
1단계	굴착	39%	39%	37%	94%
2단계	Soft Shotcrete타설	22%	33%	33%	2%
3단계	hard Shotcrete타설	39%	28%	30%	4%

표 6으로부터 보통암의 경우 변위와 하중에 의한 시공단계별 응력해방율(변위발생율)은 큰 차이가 보이지 않으나, 풍화암의 경우에는 많은 차이가 있음을 알 수 있다. 즉 풍화암 굴착단계에서의 변위발생율은 39%인 것에 비해 응력해방은 94%가 진행되어 거의 대부분이 진행되었음을 알 수 있다. 이는 종래의 연구결과와⁷⁾ 일치하고 있어 매우 흥미롭다.

한편, 위의 결과로부터 풍화암과 같이 강성이 작은 암반의 경우에는 암반-지보 상호 특성곡선을 작성할 때 어떤것을 기준으로 적용할 것인가에 대해서 세심한 주의가 요구된다.

3.4 시공단계(시간의존성)를 고려한 지보특성곡선

지반반응 곡선(GRC)은 종방향 곡선식을 통해 굴진장을 고려할 수 있으며, 이를 한 막장당 소요되는 시공시간(Cycle Time)과 연관시키면 시간의존식으로 변형시킬 수 있다. 보통암의 경우 보통 1막장 굴진장은 2m로 평균 18시간이 소요되며, 풍화암의 경우는 1막장 굴진장이 1m 일 경우 평균 15시간이 소요된다. 이를 고려하여 종방향 곡선식과 결부시키면 다음 식 (3), (4)와 같다.

$$\text{보통암 : } \frac{\text{변위}}{\text{최대변위}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{\text{시공시간}(hr)/\text{터널반경}}{9 \times 0.56}\right) \right]^{(-1.38)} \quad (3)$$

$$\text{풍화암 : } \frac{\text{변위}}{\text{최대변위}} = \left[1 + \exp\left(-\frac{\text{시공시간}(hr)/\text{터널반경}}{15 \times 0.56}\right) \right]^{(-1.38)} \quad (4)$$

즉, 막장면 위치 혹은 시공시간을 고려한 지보재 타설시의 초기 변위량예측이 (3), (4)식으로부터 쉽게 산출할 수 있다.

한편, 지보반력 특성곡선의 경우 슛크리트 강성이 지배적으로 록볼트 혹은 강지보공에 의한 복합 지보 반력은 그 영향이 미비하다. 따라서 본 연구에서의 시간의존성 지보반력특성곡선은 슛크리트만을 고려하였다.

스utc리트의 최대지보 압력 산정식 및 강성에 관한 식은 다음 식(5)과 식(6)과 같다.

$$P_s^{\max} = \frac{\sigma_{cc}(t)}{2} \left[\frac{1 - (R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (5)$$

$$K_s = \frac{E_c(t)}{(1 - \nu_c(t))R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c(t))R^2 + (R - t_c)^2} \quad (6)$$

여기서, $\sigma_{cc}(t)$: 재령시간 변화에 따른 슛크리트의 압축강도[MPa]

$E_c(t)$: 재령시간 변화에 따른 슛크리트의 Young's Modulus[MPa]

$\nu_c(t)$: 재령시간 변화에 따른 Poisson's ratio

t_c : 라이닝 두께[m]

R : 터널반경[m]

스utc리트의 재령 시간별 일축압축강도의 변화를 식 (5) 및 식 (6)을 이용하여 재령별 지보압력을 산정할 수 있다. 즉 한 막장당 소요시간을 고려한 슛크리트 강성을 막장진행거리로 환산하면 그림 7과 같이 슛크리트 두께가 각각 10cm(보통암), 20cm(풍화암)일 경우 막장진행에 따른 지보압력 변화곡선을 산정할 수 있다.

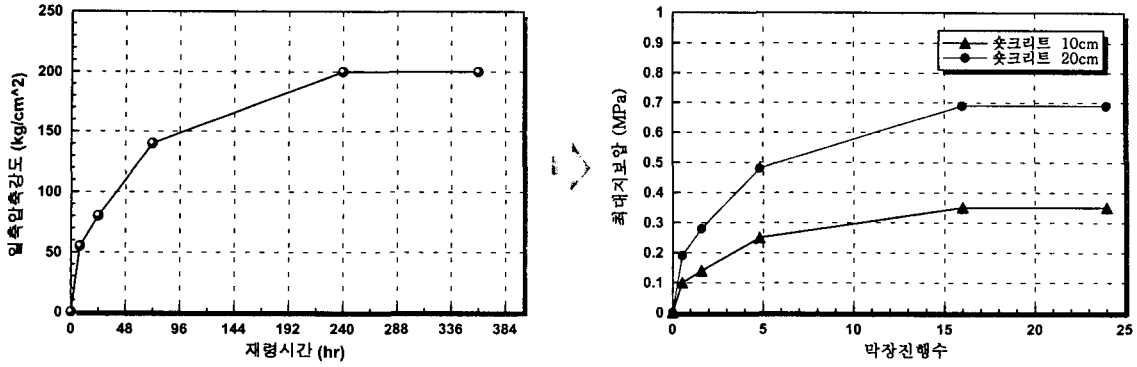
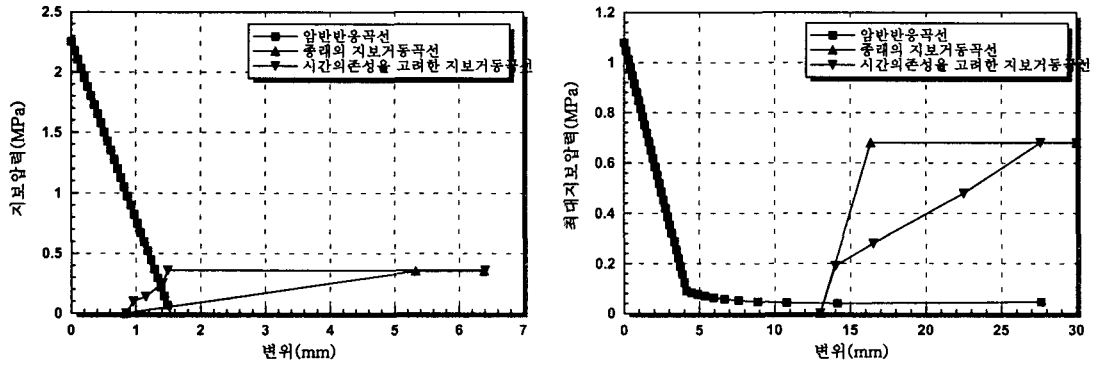


그림 7. 재령시간에 따른 최대지보압력곡선

굴착으로 인한 지반의 변위가 슛크리트의 변위와 같다고 가정하면(스�크리트 크립변형 무시), 식 (3) 및 식(4)을 이용하여 슛크리트 재령시간별 변위를 산출할 수 있다. 이들 일련의 과정을 통해 슛크리트의 시간의존성 지보특성곡선을 작성할 수 있으며 그 결과는 그림 8과 같다.



(a) 보통압(10cm) (b) 풍화암(20cm)

그림 8. 슛크리트의 강도변화를 고려한 암반-지보 특성곡선

4. 2차원 수치해석을 통한 검증

4.1 해석개요

본 장에서는 2차원 수치해석을 수행하여 본 연구에서 제안한 지보특성 곡선식에 의한 결과값과 비교, 분석하여 본 연구 제안식을 검증하였다. 이는 앞에서 설명한 바와 같이 암반-지보 특성 곡선에 의한 시공관리에 활용할 경우 비교적 간편한 변위분담율을 적용할 것인가 아니면 응력해방율을 적용할 것인가를 정량적으로 비교, 분석하기 위함이다.

해석에 사용된 암반 및 지보재 물성치는 3차원해석과 같이 표 2 및 표 3과 같으며, 해석 단면은 원형단면으로 체원도 동일하다. 해석심도는 보통압에서 100m, 풍화암에서 50m로 모델링 하였다. 해석영역은 터널굴착에 의한 주변지반의 거동을 정확히 파악하기 위하여 좌·우 경계는 터널중심으로부터 4D(D, 터널직경), 하부경계는 3D로 하였다. 한편 2차원 수치해석에 사용된 하중분담율은 표 6과 같이 변위에 의한 하중분담율과 하중에 의한 하중분담율을 사용하여 해석을 수행하였으며 이를 비교하여 어느 것에 의한 하중분담율이 암반-지보 특성 곡선식을 통한 예측치와 유사한지를 비교하였다.

4.2 해석결과

해석결과 천단침하결과 및 슛크리트 응력검토 결과는 표 7 및 표 8과 같으며 시공단계별로 그림에 나타내었다.

표 7. 천단침하결과(mm)

구 분		암반-지보특성 곡선식을 통한 예측치		수치해석(변위에 의한 하중분담율)		수치해석(하중에 의한 하중분담율)	
해석단계	시공단계	풍화암	보통암	풍화암	보통암	풍화암	보통암
1단계	굴착	5.13	0.60	5.95	1.70	11.98	1.67
2단계	Soft Shotcrete타설	7.66	1.22	7.94	2.20	12.16	2.17
3단계	hard Shotcrete타설	13.00	1.48	11.46	2.27	12.53	2.63

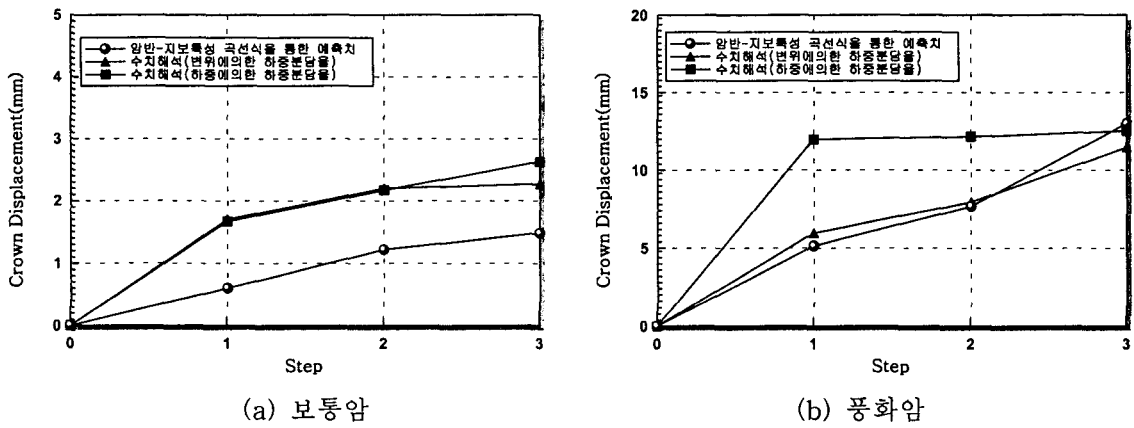


그림 9. 천단침하결과 그림

표 8. 슛크리트 응력검토 결과(t/m²)

구 분		암반-지보특성 곡선식을 통한 예측치		수치해석(변위에 의한 하중분담율)		수치해석(하중에 의한 하중분담율)	
해석단계	시공단계	풍화암	보통암	풍화암	보통암	풍화암	보통암
1단계	굴착	-	-	-	-	-	-
2단계	Soft Shotcrete타설	4.56	13.20	34.82	19.73	4.73	20.49
3단계	hard Shotcrete타설	5.00	25.00	34.82	19.74	4.73	20.50

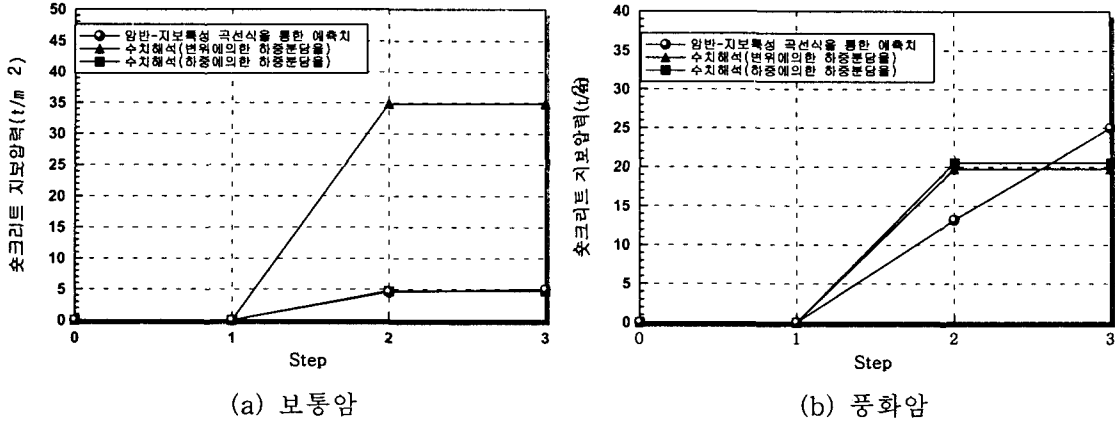
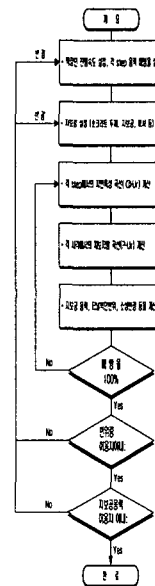


그림 10. 슛크리트 응력결과 그림

해석결과 보통암에서 변위 예측치는 1.5mm이고 변위에 의한 하중분담율과 하중에 의한 하중분담율을 사용한 수치해석 결과치는 각각 2.3mm, 2.6mm 로 약간 크게 나타났으며, 슛크리트 지보압력은 예측치가 25t/m² 이고 변위에 의한 하중분담율을 사용한 경우 19.74t/m², 하중에 의한 하중분담율을 사용한 경우 20.50 t/m² 로 하중에 의한 하중분담율이 암반-지보 특성 곡선에 의한 예측치와 더 근접하게 나타났다. 한편 풍화암의 경우에도 변위와 슛크리트 지보압력이 하중에 의한 하중분담율을 적용한 결과와 비슷하게 나타났다.

5. 시공단계를 고려한 암반-지보특성곡선 현장활용 방법

이상의 결과를 현장에서의 적용방법을 흐름도로 도시하면 다음과 같다. 즉 사전해석 혹은 계측 결과로부터 그림 2과 같이 막장면 진행속도를 고려한 시공단계별 응력해방율을 결정하고(α 값) 초기변위값 및 지보부재 타설시 변위량을 계산한다. 이어서 슛크리트의 경화 특성을 고려하여 암반-지보반응 곡선을 통한 지보부재력 및 터널변위량이 허용치 이내여부를 평가하여 지보량의 증감을 결정하여 시공에 반영한다. 이는 몇몇의 간단한 수식만으로 신속한 시공관리가 가능하므로 현장에서도 쉽게 적용 가능하다.



6. 결론 및 제언

본 연구성과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) Hoek-Brown 모델을 사용한 3차원 해석을 통해 암종별 막장의 진행에 따른 종방향 변위 곡선을 구할 수 있었으며, 이를 정규화하여 회귀분석한 식 (2)와 같은 하나의 대표식으로 나타낼 수 있다. 각 지보타입별 굴진장이 정해질 경우 간단, 신속하게 암반-지보 반응곡선 작성이 가능하며 정량적인 지보재 설치시기를 산정할 수 있다.
- 2) 지보반응곡선상에서 지배적인 역할을 하는 슛크리트의 두께 및 슛크리트의 시간의존성 거동을 반영할 수 있는 지보반응곡선으로부터 시공단계를 고려한 지보압력 및 변위를 예측할 수 있는 방법을 제시하였다.
- 3) 본 연구에서 제시한 암반-지보 특성곡선에 의한 시공관리 방법의 적정성을 검증하고, 현장에서는 수행 곤란한 수치해석결과와 비교를 위해 2차원FDM 해석을 수행한 결과, 예측값과 해석결과는 비교적 일치하여 합리적인 현장 시공 관리가 가능하다.
- 4) 또한, 2차원 해석결과 보통암 예측치는 변위에 의한 하중분담을 해석결과가 풍화암에서는 하중에 의한 하중분담율이 상대적으로 양호한 일치성을 보이고 있다. 풍화암의 경우 사전 보장없이 터널 굴착이 곤란한 연약층인 것이 그 원인으로 사료된다.

한편, 본 연구에서는 보통암과 풍화암에 국한되어 Hoek-Brown 모델만을 사용하였으나 다양한 암반조건과 현장조건 및 다양한 암반모델을 통해 Database를 구축한다면, 간단한 예비해석만을 통해 시공단계별 지보압력 및 변위를 예측할 수 있으며, 이를 통한 지보재타설 시기와 지보압력, 그리고 최종변위에 의한 터널 시공관리에 활용할 수 있을 것으로 사료된다.

참고문헌

1. Hoek, E., P.K. Kaiser, W.F. Bawden, "Support of Underground Excavations in Hard Rock", A.A.BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKFIELD/1995
2. C. Carranza-Torres and C. Fairhurst, "Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion", Tunnelling and Underground Space Technology Volume 15, Number 2,2000 pp. 187-204
3. Panet, M.(1995) Calculdes Tunnels Parla Methodede Convergence-Confinement. Paris: Press de ledole Nationale des Ponts et Chaussees.
4. Hoek, E.(1983), "Strength of jointed rock masses. Rankine Lecture." Geotechnique 33(3), pp. 187-223
5. Hoek, E. and E. T. Brown(1997), "Underground Excavations in Rock." London: The Institute of Mining and Metallurge.
6. Goodman, R. E.(1980), "Introduction to Rock Mechanics", New York: Wiley and Sons.
7. Masayasu HISATAKE, Timio ITO and Syunsuke SAKURAI, "Behavior of Primary Tunnel Lining in Highly Time Dependent Soft Rock." 土木工學會論文集 第 412号 /III-12 1989年 12月. pp. 153-160