

연약암반에 굴착되는 NATM 터널의 변형거동과 보강설계

서영호¹⁾ · 이정인²⁾

Deformation Behavior and Reinforcement Design of a Tunnel Excavated in Weak Rock by the NATM

Young Ho Suh and Chung In Lee

ABSTRACT

Laboratory and field tests were performed to find out the effectiveness of ground improvement by grouting for an urban subway tunnel that was excavated in weak rock by the NATM. Field measurements were carried out to monitor the behavior of rock mass around the tunnel and to ensure the validity of the current design of the reinforcement patterns. The displacement caused by tunnel excavation was expressed as the gamma function of the distance from the measuring points to the tunnel face. The final converged displacement and the period were predicted using the gamma function.

It was found that the ground improvement in terms of reduced permeability and increased strength in the self-supportability of the excavation face enabled the NATM applied in poor ground. As the result of applying the gamma function to the predicting of displacement, the final displacement including the preceding one and the converged period could be approximately predicted at the early excavation stage.

1. 서 론

NATM은 암반의 거동원리와 터널 굴착기간동안 암반 및 지보의 거동계측을 종합적으로 이용하는 터널시공법 또는 터널시공개념이다. 이 NATM시공에 적용되는 주요한 원리는 첫째 적절한 지보시기의 선택과 정확한 시공에 의한 지반 자체의 지지력을 최대한 활용하는 것과 둘째 시공중 체계적인 계측을 실시하고 그 결과를 즉시 시공에 반영하는 것이다. 슛크리트와 록 볼트에 의하여 지반 자체의 지지력을

최대한 활용함으로써 필요지보압을 최소화시키는 시공개념은 Fenner(1938)에 의해 처음 제안된 후 Pacher, Rabcewicz, Golser 등에 의해 지반-지보 반응 곡선으로 구체화되었고 그 후 지속적으로 진행된 연구 결과를 Brown 등¹⁾이 정리한 바 있다. 한편 시공중 지반과 지보재에 대한 계측결과는 시공의 적합성에 대한 검토수단 뿐만 아니라 최근 들어 역해석을 통한 지반의 정확한 특성파악과 설계의 최적화까지 이용되고 있다.^{2,3)} NATM 터널에서의 변위계측은 시공의 안전성, 지보의 효과 등을 검토하기 위한 기본적인

*1993년 11월 6일 접수

1) 정회원, 현대건설(주) 연구소 지반기술부

2) 정회원, 서울대학교 자원공학과 교수

수단이며 특히 내공변위 곡선을 시간과 거리에 따른 여러 함수로 표현하여 최종변위를 예측하고 이를 시공에 반영하려는 연구가 진행되어 왔다.^{2,4,5)} 초기에 주로 산악터널에 적용되어온 NATM은 토사지반이나 연약암반에 대한 록 볼트나 슛크리트의 보강효과가 인정되고⁶⁾ 쉘드 공법이나 개착공법 등 다른 연약지반 굴착공법에 비하여 경제성이나 적용성이 우수한 경우가 많기 때문에 연약지반의 도시터널에도 널리 이용되고 있다.^{7,8)}

우리나라에서도 1980년대 들어 터널 굴착에 NATM을 많이 이용하고 있으며 최근 다수의 도심지 지하철 터널시공에 이 공법이 적용되고 있지만 토사층이나 연약암반지대의 굴착시 지반조건이 불량한 관계로 지하수 유출이나 붕락에 의한 안전사고가 자주 발생하여 연약지반에 대한 NATM 공법 적용의 적합성 문제가 대두되고 있다. 지반이 연약하기로 알려진 일본의 경우 연약지반의 NATM 적용에 관한 지속적인 연구결과 상당한 기술적 성과를 거두고 있으나^{9,10)} 우리나라에서는 아직도 이에 대한 연구가 미흡하여 지반개량 및 분할굴착효과의 분석, 계측 전 변위량을 포함하는 총 변위량 결정 등에 관한 더 많은 연구가 필요한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 아파트 밀집 지역을 통과하며 심하게 풍화된 토사층과 풍화암 지반에 굴착되는 NATM 터널구간을 대상으로 하여 지반의 역학적 특성과 그라우팅에 의한 지반개량효과를 실내 및 현장 시험에 의하여 정량적으로 파악하였다. 또한 지반 및 보강재에 대한 체계적인 계측을 실시하여 지반의 변형거동과 시공의 타당성을 검토하였으며 전체 내공변위의 변화형태를 계측점과 굴착면 간의 거리에 따라 표현하는 감마함수를 제안하고 이 함수에 의하여 굴착초기에 최종적인 총 변위와 수렴시기를 현장에서 근사적으로 추정할 수 있는 방법을 제시하였다.

2. 지질 및 지반공학적 특성

본 해석 대상 지역은 과천시 제7공구 중 9 km 682.5 지점부터 10 km 240.0 지점에 이르는 복선 터널 구간으로서 터널의 최대폭과 높이는 각각 9.8 m, 7.9 m이며 지표면에서 터널천정부까지의 깊이는 약 12 m이다. 이 구간은 원래 복선터널 표준단면을 적용한 NATM 공법으로 설계되어 있었으나 열악한 지반조

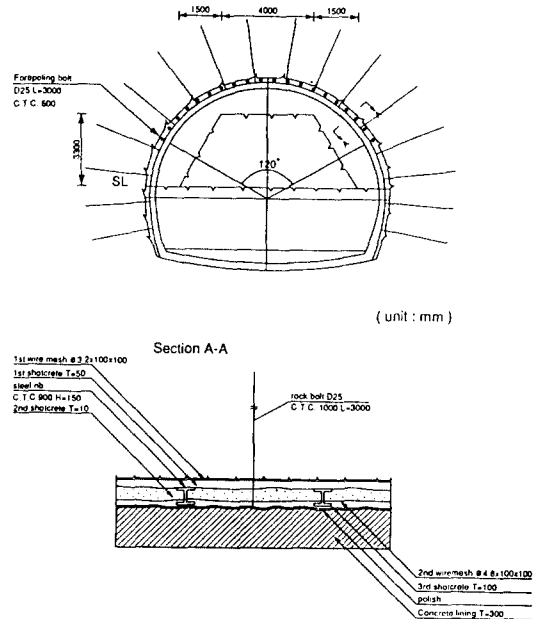


Fig. 1. Modified Reinforcement Patterns

건으로 인하여 시공의 안전성 확보가 어려워 지질 재조사, 유한요소해석, 경험적 설계방법 등에 의하여 제안된 새로운 지보패턴에 의하여 굴착 및 보강작업이 진행되었다. Fig. 1은 설계 변경된 대상터널의 보강패턴을 보여주고 있다.

먼저 그라우팅에 의하여 터널의 바닥 상부의 지반을 벽면에서부터 3 m 깊이까지 개량하고 forepoling을 실시하여 지반의 자립성을 확보하였다. 굴착은 0.9 m/일의 속도로 브레이커나 핸드 드릴 등 기계굴착으로 이루어졌으며, 상부단면의 링을 굴착하고 슛크리트와 강지보로 보강한 다음 상단의 코어굴착 및 슛크리트와 전면 접착식 록볼트를 시공하였다. 그리고 임시 인버트를 설치하여 폐합하였다. 하단굴착은 상단 관통 후 2~3 m/일의 굴착속도로 진행되었고 상단과 동일한 방법으로 보강하였다. 굴착 및 보강 순서를 체계적으로 나타내면 Fig. 2와 같다.

본 연구대상 지역일대는 Fig. 3의 지질도에서 보는 바와 같이 주로 선캠브리아기의 흑운모 호상 편마암으로 구성되어 있으며 기반암의 상부는 충적층으로서 지표로부터 약 3 m 가량의 매립토, 그 하부는 15~18 m 지점까지의 풍화잔류토, 2~3 m 두께의 풍화된 편마암층으로 이루어져 터널 하부의 약 3 m 정도를 제외하고는 연약한 풍화잔류토 내에 위치하게 된다.

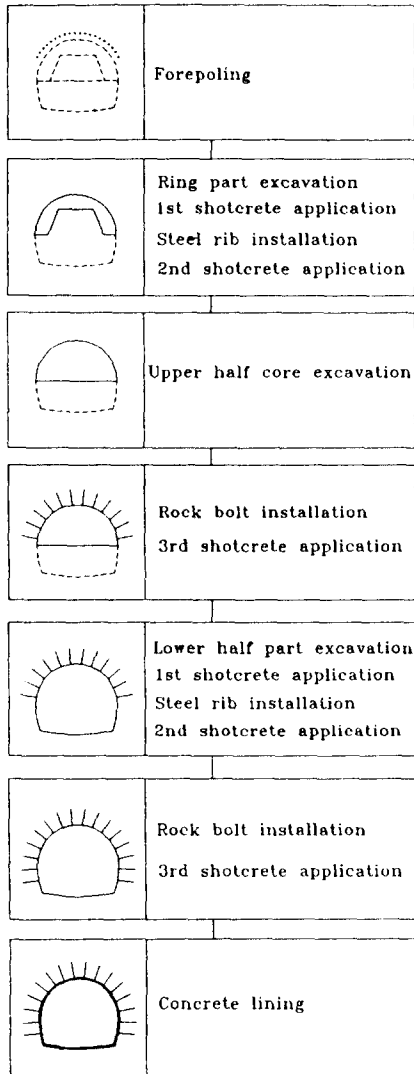


Fig. 2. Sequence of Excavation and Reinforcements

지질조사 결과에 의하여 얻은 터널 구간에 대한 지질단면도는 Fig. 4와 같다.

터널 굴착과정에서 터널 상부의 지반 개량과 치수 목적의 SGR 그라우팅을 실시하고 그라우팅 전후로 표준관입시험, 투수계수 측정시험, 공내재하시험 등을 통하여 지반의 개량효과를 파악하였으며 그 결과를 계속자료를 이용한 역해석 결과와 비교하여 Table 1에 정리하였다. N값은 풍화토 구간에서 심도에 따라 증가하며 그라우팅 후의 N값은 50/08~50/18로 나타났고 그라우팅 전후의 지하수 유출상태는 막장에서

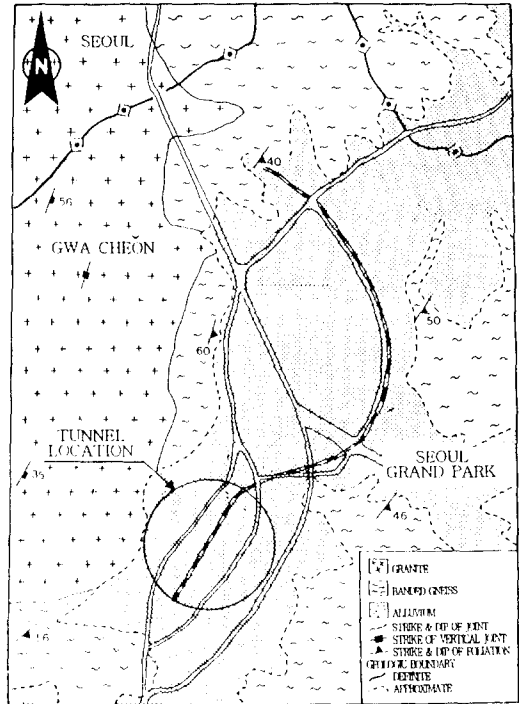


Fig. 3. Geological Plan

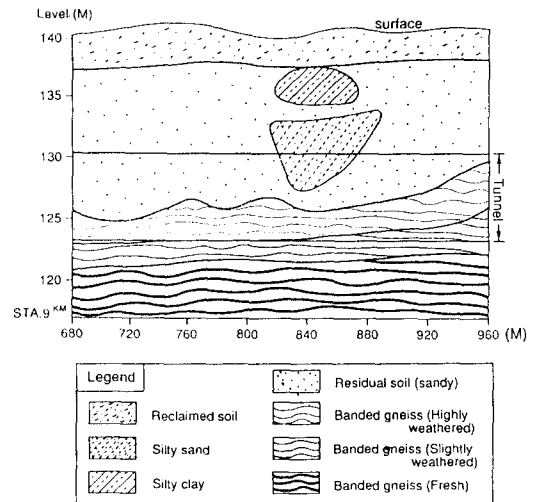


Fig. 4. Geological Profile

육안으로 관찰할 때 현저한 차이가 있었으며 표에서 보는 바와 같이 유속이 1/100 정도로 감소함을 알 수 있었다. 풍화토 지반에서의 탄성 계수도 그라우팅 후 700 kg/cm²에서 1240 kg/cm²로 증가한 것으로 나

Table 1. Summary of Improvement Effect by Grouting

Parameter		Depth		
		Weathered Soil		Weathered Rock
		12.5 m	17.5 m	20.5 m
Permeability (cm/sec)	Non-Grouted	2.42×10^{-3}	2.00×10^{-3}	3.00×10^{-3}
	Grouted	2.50×10^{-5}	2.39×10^{-5}	2.24×10^{-5}
N-value	Non-Grouted	23	27	29
	Grouted	50/18	50/15	50/08
Elastic Modulus by Elastometer	Non-Grouted	700	—	—
	Grouted	1240	—	—
Elastic Modulus by Back Analysis(kg/cm ²)		1170~1230		

Table 2. Classification of Rock Masses

(a) Rock Classification by RMR

Parameter	Range of values	Rating
1. Strength of intact rock	11~23 MPa	2
2. R.Q.D.	0~5%	3
3. Joint spacing	<60mm	5
4. Joint condition	soft gouge>5mm thick	0
5. Ground water	wet	7
6. Rating adjustment for joint orientation	unfavourable (N 40° E, 70° SE)	-10
Total rating	7	
Class	Very Poor Rock	

(b) Rock Classification by Q-system

Parameter	Description	Rating
1. R.Q.D.	0~5 %	10
2. J _n	heavily jointed & crushed rock	15~20
3. J _r	smooth, planar	1.0
4. J _s	softening & clay mineral coatings	4.0
5. J _w	medium inflow	0.66
6. S.R.F.	loose surrounding rock	10
Q-value	0.006~0.008	
Class	Very Poor Rock	

타났다. Table 2는 풍화암에 대하여 실시된 RMR과 Q-system에 의한 암반분류 결과이다. 이 표에서 보는

바와 같이 대상 암반의 RMR과 Q값은 각각 7, 0.006~0.008로서 매우 불량한 암반상태로 판정되었다.

3. 계측 및 해석

본 연구에서 수행한 계측종류를 구분하면 크게 터널내 계측과 지상부 계측으로 나눌 수 있다. 터널내 계측으로는 내공변위 계측, 지중변위 계측, 록 볼트 축력 및 슛크리트 응력 측정 등을 실시하였으며 지상부 계측으로는 심도별 지중 침하량 및 지하수위를 측정하였다. Fig. 5와 Fig. 6은 각종 계측기가 설치된 지점 및 단면 모습을 보여주고 있다.

3.1 지반의 변형거동 분석

Fig. 7은 굴착 직후 계측점이 설치된 760 지점에서 계측한 내공변위량을 시간과 굴착면의 진행거리에 따라 도시한 것이다. 수평 내공변위는 초기 1주일 동안은 0.82 mm/일의 변형량을 보이다가 그 후 증가 속도가 둔화되면서 30일 경과시 약 10 mm로 안정되었다. 하단 굴착 후 내공변위는 다시 8 mm 가량 증가하여 총 변형량이 18 mm 수준에서 안정되었다. 좌측선의 경우 상단굴착후 4 mm의 변위를 보이며 수렴되었다가 하단굴착후에는 2 mm의 증가량을 보였으며 우측선 내공변위는 총 3 mm의 변위로 안정되었다. 좌우측 내공변위량의 차이는 지반의 비대칭성에 기인하는 것이라 생각되며 하단굴착후 수평변위의 증가량이 좌우측의 증가량보다 현저히 큰 것으로

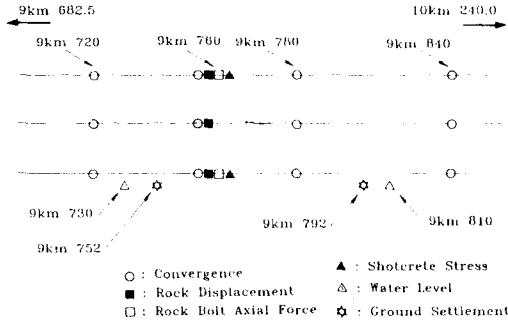


Fig. 5. Instrumentation Layout

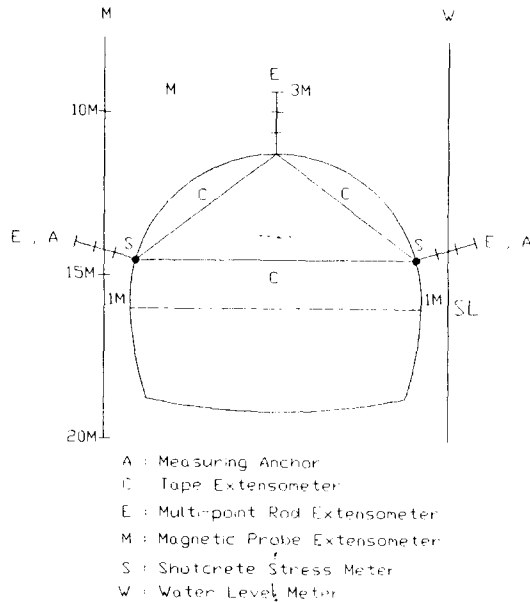


Fig. 6. Configuration of Measurement Instruments

보아 좌우측선의 변위증가에는 천단침하량의 증가보다는 측벽부의 변위증가가 더 큰 영향을 미쳤음을 알 수 있다.

4개 지점에서의 내공변위 계측 결과 수평내공변위는 상부 반단면 굴착 후 굴착면이 계측점으로부터 터널폭에 해당하는 10 m 정도 떨어지면서 10 mm 이내로 수렴하거나 그 증가속도가 급속히 감소하였으며 좌우측 내공변위는 모두 5 mm 이내에서 안정되었다. 이는 신속한 보강으로 인하여 내공변위가 빨리 수렴되었음을 의미한다. 하부 반단면 굴착 후에는 8~10 mm의 수평변위 증가량을 보여 총 변위량 20 mm 내외에서 안정되었다. Fig. 8과 Fig. 9는 760

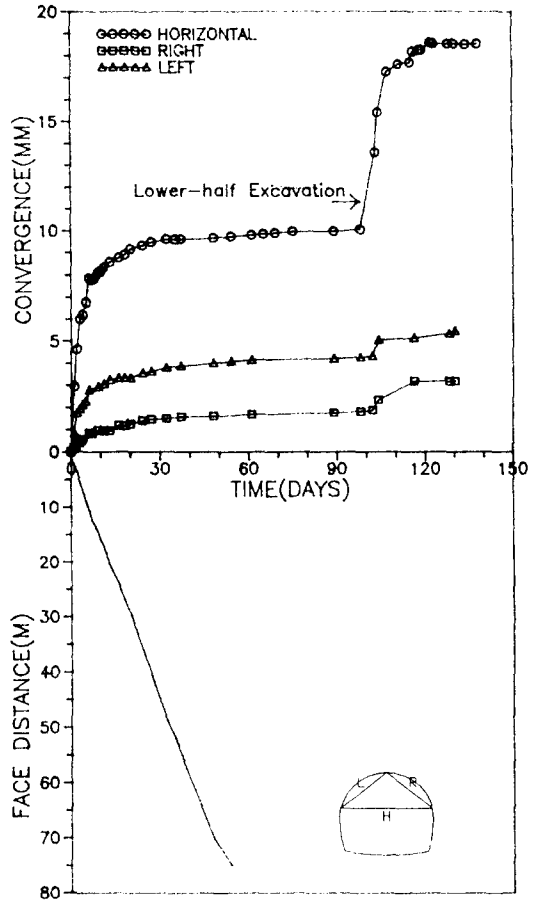


Fig. 7. Relationship between Convergence and Time (STA.760)

지점의 천단부와 측벽부에서 실시된 지중변위의 계측결과이다. 변위는 3 m 지점을 기준으로 상대적으로 도시하였다. 계측 결과 터널의 벽면 부근에서 큰 변위가 발생함을 알 수 있으며 변위의 수렴시기는 내공변위의 계측결과와 유사한 양상을 보인다. 하단굴착 후 측벽부 벽면에서의 변위 증가량은 약 3 mm 정도로서 내공변위 증가량인 8 mm의 약 40% 수준이다. 그러나 본 계측결과로부터 이완영역을 추정하기에는 변위계의 길이와 측정간격이 충분치 못한 것으로 생각된다.

Fig. 10은 792 지점에서 경과시간과 굴착면과의 거리에 따른 심도별 지중침하 계측 결과이다. 침하량은 심도별로 약간의 차이는 있으나 상단 굴착후 19~26 mm, 하단굴착후 21~29 mm의 침하량을 보였다. 굴

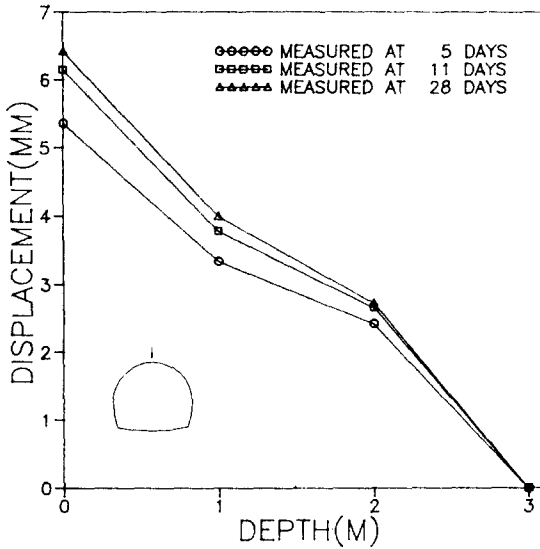


Fig. 8. Ground Displacements Measured with Extensometer (Crown)

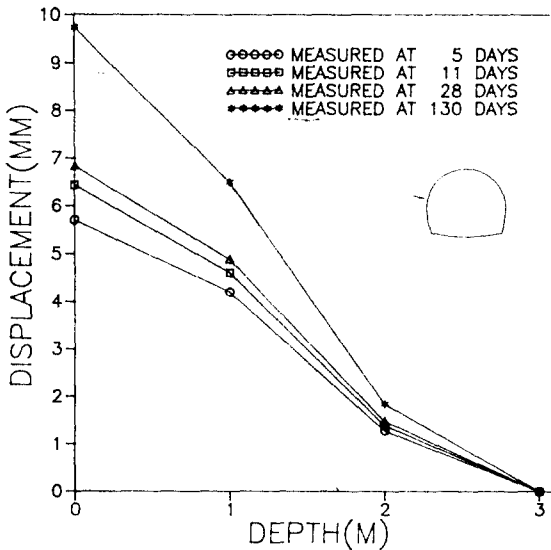


Fig. 9. Ground Displacements Measured with Extensometer (Left Side Wall)

착면의 진행에 따른 침하 경향은 그림에서 보는 바와 같이 터널 직경의 2배에 해당하는 20 m 전방까지 굴착면이 접근하면서부터 변위가 발생하기 시작하여 계측점 직전에서는 침하 경향이 가속화됨을 알 수 있으며 본 해석 대상지역의 경우 터널이 계측점에 도달하기 이전에 발생된 선형 변위는 총 변위량의 33~45% 수준이었다. 이 결과는 굴착으로 인한 지반

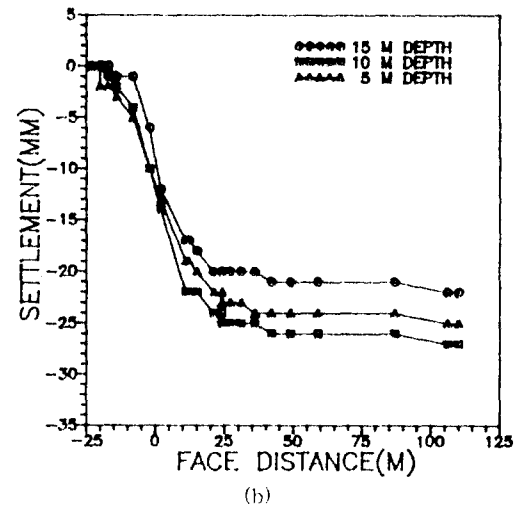
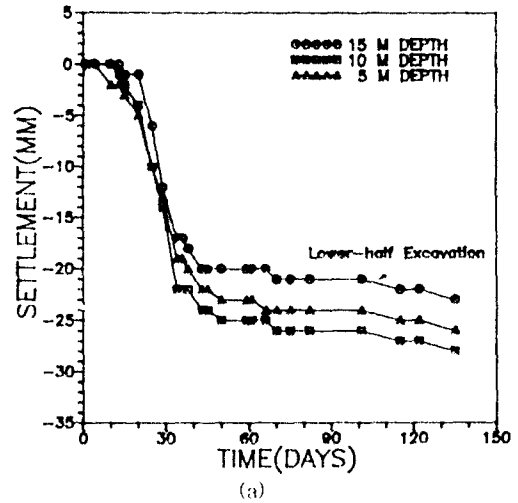


Fig. 10. Results of Ground Settlement Measurements (STA.792)

자체의 변형과 지하수위 저하로 인한 지반 침하량을 모두 포함하는 값이며, 따라서 일반적인 점탄소성 암반에서의 선형 변위가 수렴된 최종변위의 30% 내외 수준인데 비하여 다소 큰 값을 보이고 있다. 굴착면과의 거리에 따른 지중 침하 경향에 대한 계측결과는 내공변위곡선의 시뮬레이션 단계에서 선형 변위량을 추정하는 자료로 이용된다.

Fig. 11은 상부 반단면 굴착에 따른 지하수위 변동 양상의 계측결과이다. 초기 수위가 -9.2 m인 730 지점의 경우 굴착면의 20 m 전방부터 수위 강하가 시작되어 상단의 바닥 깊이인 약 -18 m까지 저하

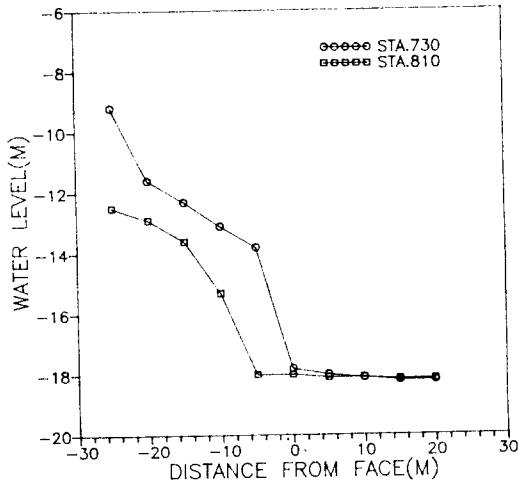


Fig. 11. Results of Groundwater Level Measurements

되었다. 810 지점의 경우도 이와 유사한 경향을 보여 지하수위가 터널 바닥까지 저하되었음을 알 수 있다. 굴착면에 대한 관찰조사 결과 굴착면에서의 지하수 유출은 거의 없었으나 하부 모서리와 바닥부에서 심한 출수현상이 나타났다. 이는 터널 상단부의 그라우팅에 의한 지반개량 영향이며, 따라서 지하수위 저하로 인하여 지상 구조물에 악영향을 미치는 지표침하를 억제하기 위해서는 터널 바닥부의 추가적인 그라우팅에 의한 수위저하 방지책이 필요하다. 그러나 이 경우 벽면에 작용하는 수압의 증가를 초래하여 굴착면의 자립성 확보에 문제를 야기할 수 있으므로 굴착면의 자립성 유지 및 지표침하 억제의 양 측면을 동시에 고려하는 지하수 처리대책이 필요하다.

3.2 보강재의 거동 분석

Fig. 12는 760 단면 측벽부의 동일한 계측점에서 시간에 따른 지중변위와 볼트 축력의 변화를 비교하여 도시한 것이다. 록 볼트 축력은 시간이 경과함에 따라 증가하다가 내공변위나 지중변위의 변화양상과 유사하게 30일 이내에 일정한 값을 유지하였으며 볼트에 가해지는 최대 인장력은 터널의 벽면 부근에서 7 ton 정도로 나타났다. 상단굴착 후의 구간별 볼트 축력 분포와 지중변위량은 대체로 비례하는 경향을 보인다. 그러나 하단굴착후 지중변위는 최대 3 mm의 증가량을 보이거나 볼트의 축력은 계속 일정한 값을 유지하

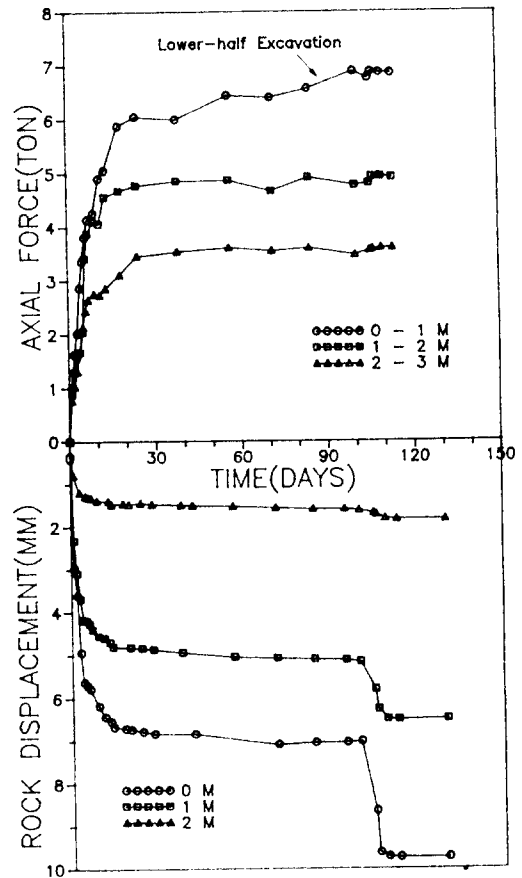


Fig. 12. Relationship between Rock Displacements and Rock bolt Axial Forces as a Function of Time

거나 오히려 약간 감소하는 경향을 보이고 있다. 이는 지반과 록 볼트사이의 결합력이 저하되었거나 볼트의 길이가 지반을 구속할 정도로 충분히 길지 못하기 때문이라고 생각된다.

한편, 슛크리트 응력측정 결과, 좌측벽부의 응력은 상단굴착후 계속 증가하다가 50일 경과 후 약 25 kg/cm²의 최대치를 보이며 그 후 약간 감소하는 경향을 나타내었다. 하단굴착 직후 응력은 40 kg/cm²까지 증가하였으나 이후로 다시 감소하여 28 kg/cm² 정도의 응력치를 유지하였다. 우측부에서 측정된 슛크리트 응력치는 좌측부와는 달리 상단굴착후 10 kg/cm² 이내의 값을 유지하다가 하단굴착 직후 급격히 증가하여 최종적으로 좌측벽보다 오히려 높은 35 kg/cm² 수준을 유지하고 있다. 상단굴착후 우측부의

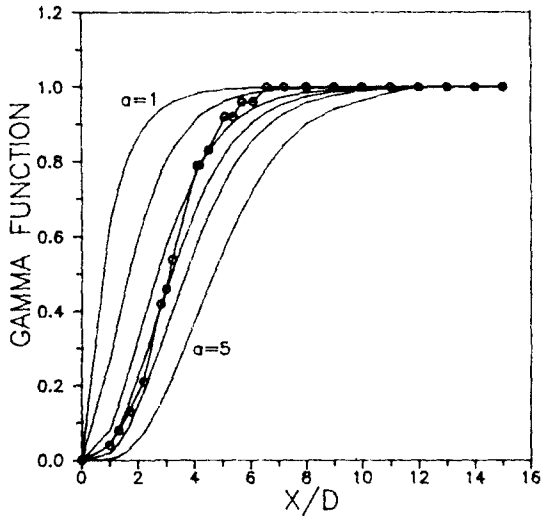


Fig. 13. Comparison between Gamma Function and Preceding Displacement Ratio (STA.792)

응력치가 상대적으로 낮은 것은 좌측부의 계측결과 및 다른 항목의 계측결과들로 미루어 보아 지반과 슛크리트사이의 부착력이 약하여 미끄러짐이 발생했거나 슛크리트가 지반에 충분히 밀착 시공되지 않아 지반 하중에 대한 반력을 취할 수 없었기 때문이라고 판단된다. 하단굴착후 급격히 늘어나는 응력 증가량이 이를 뒷받침하고 있다.

4. 감마함수에 의한 변위곡선의 시뮬레이션

본 연구에서는 지중침하 계측결과를 이용하여 굴착 전에 발생한 변위량을 추정한 다음 굴착 전후에 발생한 전체 내공변위 변화 형태를 변위곡선과 유사한 모양을 갖는 감마함수에 의하여 계측점과 굴착면간의 거리에 따라 표현하여 터널의 굴착 전 또는 굴착 초기에 최종변위 및 수렴시기를 예측하였다.

먼저 감마함수 $P(a, x)$ 는 다음 식으로 정의된다.

$$P(a, x) = \frac{\Upsilon(a, x)}{\Upsilon(a)} = \frac{1}{\Upsilon(a)} \int_0^x t^{a-1} e^{-t} dt \quad (a > 0)$$

여기서,

$$\Upsilon(a, x) = e^{-x} x^a \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\Upsilon(a)}{\Upsilon(a+1+n)} x^{-n}$$

$$P(a, 0) = 0, \quad P(a, \infty) = 1$$

Table 3. Comparison of Measured and Calculated Final Convergence

Measuring Section		720	760	780	840
Final	Calculated(mm)	10.28	13.37	12.72	19.21
	Measured(mm)	11.01	14.30	13.44	20.18
Converged Stage	Calculated(mm)	34	46	51	60
	Measured(mm)	53	50	51	50

위의 식들에서 알 수 있듯이 감마함수는 x값이 0일 경우 함수값은 0이며 x가 증가함에 따라 단조 증가하여 결국 1로 수렴되는 함수이다. 그리고 수렴속도는 상수 a에 좌우된다. 각각의 a와 x에 대한 함수값은 수치해법을 통하여 근사적으로 구할 수 있다.¹¹⁾ 변위 곡선을 이 감마함수로 표현할 경우 변수 x는 터널 폭에 대한 계측점과 굴착면간의 거리의 비(X/D)에 해당되며, 상수 a는 각각의 a값에 대한 감마함수 곡선과 지중침하 계측을 통해 구한 변위특성 곡선과의 비교를 통하여 정할 수 있다. Fig. 13은 792 지점에서 계측한 변위특성곡선과 a값이 1, 2, 3, 3.5, 4, 5인 경우의 감마함수 곡선을 나타낸 것이다. 이 때 계측점의 위치는 그래프의 상호 비교를 위하여 X/D=3으로 정하였다. 그림에서 보는 바와 같이 계측한 변위의 발생 및 수렴 양상은 a=3, 3.5, 4인 경우의 감마함수와 유사한 경향을 보임을 알 수 있다.

Fig. 14는 a=3, 3.5, 4인 감마함수를 이용하여 내공변위 곡선을 시뮬레이션시킨 그림이며 Table 3은 굴착 전 계측변위와 감마함수를 이용하여 계산한 최종변위량 및 내공변위의 수렴시기를 계측결과와 비교하여 나타낸 것이다. 이 결과를 살펴보면 감마함수에 의한 계산결과와 계측결과가 유사한 경향을 보임을 알 수 있다.

이상의 결과에서 보는 바와 같이 굴착 전 변위량을 포함하는 총 내공변위량을 감마함수로 표현함으로써 최종변위와 수렴시기를 굴착 초기에 어느 정도 근사적으로 추정할 수 있다. 나아가서 계측결과를 이용하여 거리의 함수로 주어지는 가중치를 결정한 후 이를 감마함수에 곱함으로써 좀 더 정확한 변위곡선의 시뮬레이션이 가능하며 이에 대한 지속적인 연구가 필요하다고 생각된다. 다양하고 복잡한 지반 및 굴착조건에 대하여 이 감마함수를 획일적으로 적용하는데에는 어느 정도 한계가 있겠지만, 지반물성에 관한

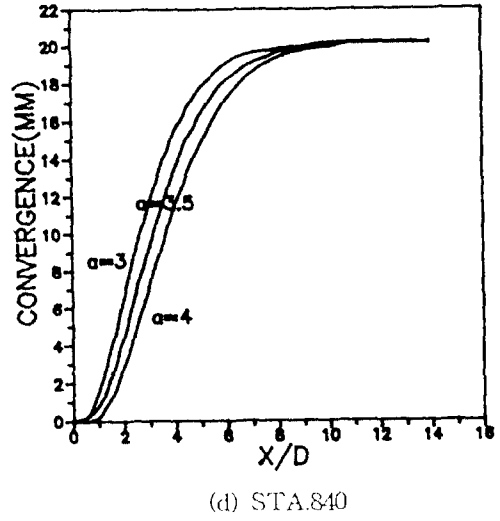
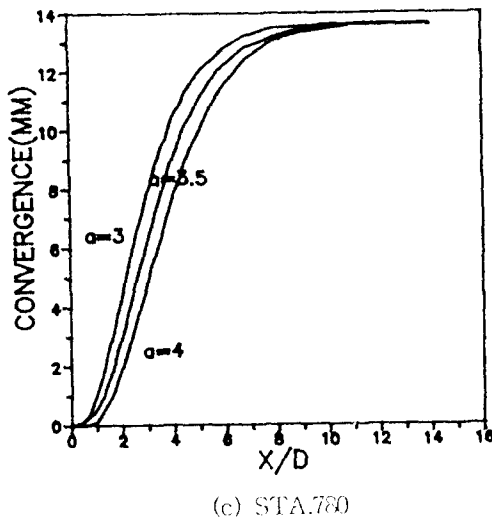
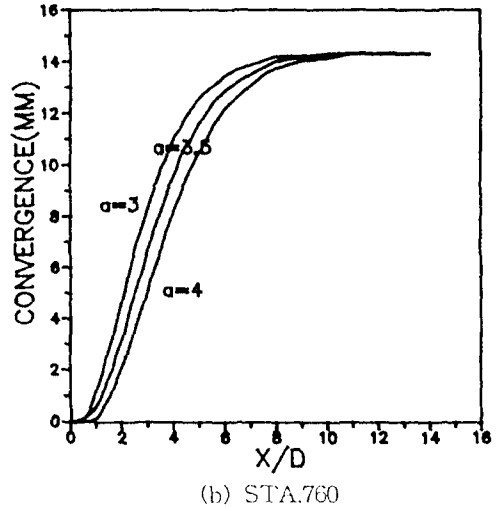
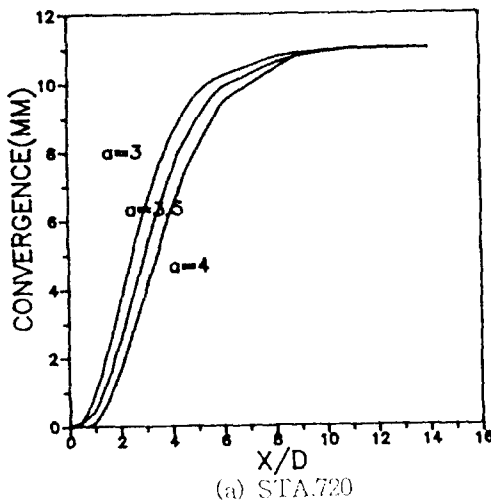


Fig. 14. Simulated Convergence Curves with Gamma Functions

정보가 계측에 의하여 직접 반영되고 해석이 용이하여 현장에서 쉽게 적용할 수 있을 것이라고 생각된다.

5. 결 론

본 연구에서 얻어진 주요 결과는 다음과 같다.

(1) 그라우팅에 의한 지반개량 후 N값은 풍화토 구간에서 침도에 따라 증가하여 50/08~50/18를 나타내었으며 지반의 탄성 계수도 700 kg/cm²에서 1240 kg/cm² 정도로 증가하였다. 이 결과는 역해석에 의해 계산된 탄성계수와 거의 비슷하게 나타났다. 투수계수는 그라우팅 후 1/100 정도로 감소함을 알 수 있

었다.

(2) 수평내공변위는 상부 반단면 굴착후 굴착면이 계측점으로부터 터널폭에 해당하는 10 m 정도 떨어지면서 10 mm 이내로 수렴하거나 그 증가속도가 급속히 감소하였으며 좌우측 내공변위는 모두 5 mm 이내에서 안정되었다. 하부 반단면 굴착 후에는 8~10 mm의 수평변위 증가량을 보여 총 변위량 20 mm 내외에서 안정되었다. 또한 지중변위의 계측결과, 터널의 벽면 부근에서 큰 변위가 발생함을 알 수 있으며 변위의 수렴시기는 내공변위의 계측결과와 유사한 양상을 보였다. 한편 침도별 지중침하 계측 결과, 침하량은 침도별로 약간의 차이는 있으나 하단굴착후

16~29 mm의 침하량을 보였으며 본 해석 대상 지역의 경우 터널이 계측점에 도달하기 이전에 발생된 선행변위는 총 변위량의 33~45% 수준이었다.

(3) 볼트의 축력은 시간이 경과함에 따라 증가하다가 내공변위나 지중변위의 변화양상과 유사하게 30일 이내에 일정한 값을 유지하였다. 슛크리트 내부에 발생하는 응력은 상단굴착후 10~25 kg/cm², 하단굴착후 35~40 kg/cm²의 압축응력을 보였다.

(4) 선행 변위를 포함한 전체 내공변위곡선의 시물레이션을 위하여 변위곡선과 유사한 모양을 가지는 감마함수를 도입하고 굴착면이 계측점에 도달하기 이전 또는 굴착 초기에 이 함수를 이용하여 계측기 설치 이전의 변위량을 포함하는 최종 변위량과 수렴 시기를 근사적으로 추정할 수 있었다.

참고문헌

- 1) Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B., Hoek, E., 1983 & 1984, Ground Response Curves for Rock Tunnels, J. Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.109, No. 1, pp.15-39 & Vol.110, No.1, pp.138-141
- 2) 김치환, 1990, 현장 계측치가 역해석에 의한 지하 공동 주위 암반의 응력 해석 및 변형 거동에 관한 연구, 서울대학교 대학원 박사학위 논문
- 3) Sakurai, S., Izunami, R., 1988, Field Measurements of the Kobe Municipal Subway Tunnel Excavated in Soil Ground by NATM, 2nd Int. Symp. on Field Measurement in Geomechanics, Kobe, pp.861-870
- 4) 김호영, 1989, 과지압 암반내 갱도의 변형 거동과 지보 설계에 관한 연구, 서울대학교 대학원 박사학위 논문
- 5) Sulem, J., Panet, M., Guenot, A., 1987, An Analytical Solution for Time-dependent Displacements in a Circular Tunnel, Int. J. of Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr., Vol.24, No.3, pp.155-164
- 6) Tazawa, Y., Nakahara, Y., Okabayashi, N., 1981, Effects of Rock bolts and Thin Linings as Tunnel Supports in Soft Rock, Proc. of Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.757-762
- 7) Hochmuth, W., Krischke, A., Weber, J., 1987, Subway Construction in Munich, Developments in Tunnelling with Shotcrete Support, Rock Mech. & Rock Eng., Vol.20, pp.1-38
- 8) Irshad, M., Heflin, L.H., 1988, Soft-ground NATM Tunnel Designs for the Washington, D.C. Metro, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.3, No.4, pp.385-392
- 9) Nishimatsu, Y., 1981, Some Technical Developments and Geomechanical Difficulties on Weak Rock in the Field of Mining in Japan, Proc. of Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.885-890
- 10) Yoshimoto, K., Doi, Y., 1981, Results of Tunnel Excavation by means of NATM Method, Proc. of Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.963-968
- 11) Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T., 1986, Numerical Recipes, Cambridge University Press