

하중계수에 의한 풍화암터널의 침하관리 연구

Case Study of Ground Settlement Control using the Overload Factor during Tunnelling in Completely Weathered Rock

문 상 조 , SANG JO MOON

(주)우보엔지니어링, 상무이사

김 윤 상 , YOON SANG KIM

北海道대학 토목공학과 박사과정

최 중 현 , JUNG HYUN CHOI

(주)우보엔지니어링, 과장

synopsis : In order to evaluate simply the stability of urban tunnel construction in completely weathered rock, by applying the safety factor of the soft ground tunnelling as the overload factor (Peck,1969) the study was carried out on the basis of field instrumentation data from the seoul subway construction in gneiss weathered rock.

This paper is to review the overload factor in association with surface settlement trough and ground volume loss. The results show that the ground behaviour around tunnel in completely weathered rock is similar to those in soft ground. Also, with using the surface settlement trough it is possible to assess the differential settlement of adjacent building.

1. 서론

도심지터널은 건물밀집지, 복잡한 지장물, 교통체증지역 등을 통과하므로써 건물균열이나 지장물훼손, 침하에 대한 불안감과 민원소지가 많으므로, 지반변화에 대응하는 막장안정관리, 터널굴착에 따른 터널주변지반의 변위, 지표면침하에 대비하는 시공관리가 매우 중요하다.

국내 도심지터널은 국내도심지 지반특성상 토사층아래에 형성되어 있는 풍화토, 풍화암(완전히 풍화된 암반)에 위치하는 경우가 많다. 이러한 지반에 위치하는 터널은 터널시공중에 지하수가 유입되는 경우 막장이나 터널주변의 지반이 급속히 연화되어 터널굴착에 따른 터널주변의 응력-변위의 변화에 의해 지표면침하도 직접적으로 영향을 받는 지반 거동특성을 보이는 경우가 많다.

국내의 터널시공방법으로 주로 채택되는 NATM 지보재에 의한 분할굴착방법에서 계측결과를 토대로 취약지반 터널의 응력-변형의 변화를 분석하여 굴착방법조정, 지보재

및 보조공법 등을 적절하게 시공관리하는 것은 소정의 전문적인 지식과 상당한 경험이 수반되어야 하므로 결코 용이한 일이 아니다. 이러한 측면에서 취약지반에 대비하는 터널안정관리기법은 여전히 연구, 개선되어야 할 사항이 많은부분으로 판단된다.

본 논문은 국내도심지의 풍화토, 풍화암에 시공되는 터널의 안정관리를 보다 효율적으로 용이하게 시행하는 방편으로서, 연약지반상의 원형터널에서 활용되는 과하중계수(Overload Factor 또는 Simple Load Factor, Stability Ratio, Stability Index 등)에 의해 터널의 안정을 도모하고, 주변건물의 부등침하에 대비하여 지표면침하를 관리하는 방법을 제안하고자, 서울편마암풍화암에서의 터널계측자료를 토대로 풍화암의 하중계수를 연구한 내용이다.

2. 풍화암(완전히 풍화된 암반)터널의 거동특성 및 안정성평가방안

2.1 터널굴착에 따른 터널안정성 평가개요*3,9

터널의 안정성은

- ① 무지보상태에서 터널막장의 자립시간에 근거하는 방법과,
- ② 연직응력과 파괴시의 전단강도 c_u 의 비(하중계수 또는 한계안정율)로써 안정성을 평가하는 방법이 있다.

①의 방법은 막장자립 시간에 영향을 미치는 요인을 점수로 환산하여 터널안정성을 평가하는 방법으로써 지반강도, 불연속면상태, 터널규격, 굴진장, 터널형상, 굴착방법, 유입수 등의 영향정도를 파악하여야 한다. 국내에서는 주로 이 방법에 의해 NATM지보재로 시공되는 터널의 안정성을 평가하고 있으나, 막장자립시간이 짧은 토사나 점성토지반에서는 적정치 못한 것으로 확인되고 있다.

②의 방법은 Broms 와 Bennermark에 의해 널말뚝(Sheet Pile)을 통해 연직의 구멍이 있을 때 그 배면의 점성토지반의 안정성 분석결과를 토대로 제안되었다.

이 방법은 Peck(1969)에 의해 지반강도가 연약하거나 중간정도인 점토의 굴착에서 그 중요성이 더욱 강조되었고, 명확해졌다.

2.2 풍화암터널의 거동특성

그림 1은 토사 및 모래층하부의 풍화암에서 지하철 터널시공중의 지표 및 터널천단의 계측결과이다. 그림을 살펴보면

- 지표면침하는 상반굴착이 통과하기 이전부터 침하가 시작되어 상반터널막장이 터널

직경의 3배 내외의 거리에 위치할 때까지 가장 크게 발생하고 하반기 통과할 때 약간 추
가로 침하된 결과를 보이고 있다. 이때의 상반굴진중 침하발생량은 전체침하량의 70%이
상이다.

○ 지표면침하는 상반굴착이 통과하는 시점부터 터널천단 침하와 거의 동일한 기울기
로 침하된 결과를 보이고 있다.

○ 또한, 지표면침하값이 터널천단침하 값보다 큰 값을 보이고 있다. 계기설치시점을
고려하여 터널천단침하의 값을 보정하고, 지하수저하에 의한 지반침하를 고려하여도 터
널굴착에 따른 터널주변지반의 변형이 거의 지표면침하에 반영되어 나타난 것으로 볼 수
있다.

이러한 침하거동은 점성토지반의 쉘드터널의 침하거동특성과 유사함을 보이고 있다.

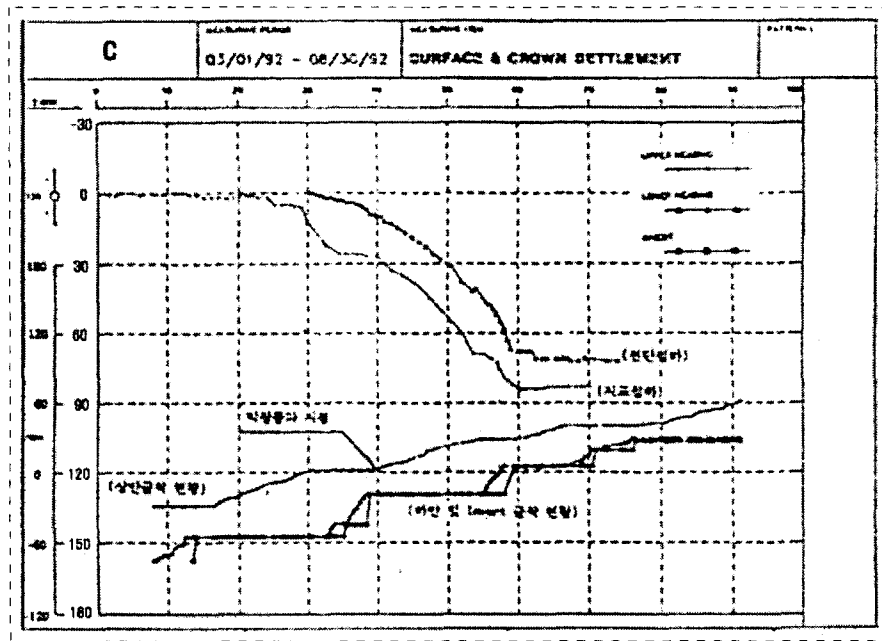


그림 1 완전히 풍화된 암반에서 지하철 터널의 지표 및 터널천단의 계측결과

2.3 풍화암터널의 안정성평가방안

터널굴착에서 $\frac{P}{q_u}$ 값이 0.5이상 (p =토피하중, q_u =일축압축강도)이면 터널주변지반에 소
성영역의 발생가능성이 높은 것으로 보고되고 있다.*6 또한, Andres Moreno & Juan
J. Schmitter(Mexico,1981)는 실트·점토지반에서 쉘드에 의한 원형터널시공의 경우 과
하중계수(Overload Factor 또는 Simple Overload Factor, Peck(1969)) $OFS \geq 6$ 일때 터널
이 불안정한 것으로 제시하였다.*9

$$* \text{과하중계수(Peck,1969), } OFS = \frac{(\gamma H - P_a)}{c_u}$$

여기서, γ = 흙의 평균단위중량, t/m^3 H ; 터널중심까지의 심도, m
 P_a ; 공기압을 초과하는 내압, t/m^2 c_u ; 비배수전단강도, t/m^2

즉, $\frac{P}{q_u}$ 값이나 $OFS = \frac{(\gamma H - P_a)}{c_u}$ 값이 커지면 터널시공이 어렵고, 터널의 안정성 문제가 되는 것을 의미한다.

풍화암터널은 지하수유입에 의해 연화되는 지반상태를 보이므로, 터널굴착에 의해 터널주변지반에 소성영역이 형성되는 범주내에 있어 압출이나 팽창성 현상을 일으킬 가능성이 높다. 일본의 요시가와는 암반분류에서 이러한 풍화암을 아예 토사지반과 같이 특수지반으로 분류하고 있다.*6

따라서, 지하수에 의해 완전포화되어 있는 풍화암은 비배수전단강도에 의해 거동특성이 지배되는 단단한 점토지반으로 취급하여 연직응력과 파괴시의 전단강도 c_u 의 비(하중계수 또는 한계안정율)에 의해 안정성을 평가하는 방법이 보다 효과적일 것으로 판단된다.

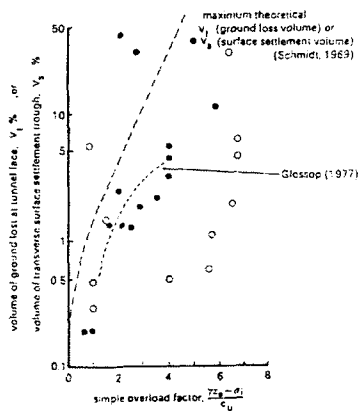
3. 과하중계수에 의한 터널의 침하관리원리

3.1 개요

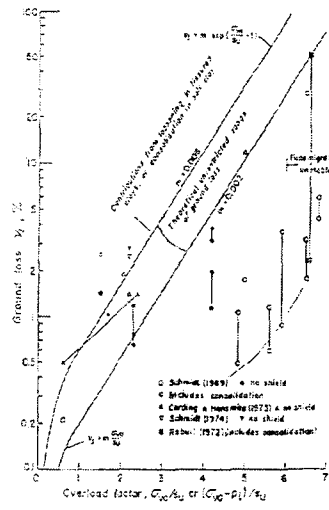
연약지반상의 쉘드터널에서는 Attewell(1977)등이 제시한 도표(그림 2)에 의해, 지표면의 함몰량 함수의 Ground Volume Loss($\frac{V_s}{V} \times 100, \%$ V_s : 터널굴착량, V_s : 지표면의 함몰량)와 Peck에 의한 과하중계수(Overload Factor 또는 Simple Overload Factor)의 상관관계로써 터널안정성을 평가하는 방법이 주로 적용되고 있다.

따라서, 국내의 계측자료를 토대로 Ground Volume Loss값이나 과하중계수를 도출하면 외국문헌에 발표되고있는 Ground Volume Loss이나 과하중계수값과 비교할 수 있다. 이러한 자료는 시공전에 보다 실제적인 지표면의 함몰정도를 예측하거나 터널안정성을 검토하는데 활용될 수 있고, 지표면함몰상태에 대한 주변건물의 부등침하를 검토할 수 있다. 또한 수치해석결과의 적정성을 검증할 수도 있다.

다만, Ground Volume Loss값이나 하중계수, 지표면의 함몰상태를 연계시키기 위해서는 Ground Volume Loss와 침하트래프와의 관계를 정립하여야 한다. 그 내용은 다음절에 기술하였다.



Estimation of ground losses and surface settlement volumes from the overload factor for tunnels in cohesive soils. Open circles are Schmidt's(1969) data from shield-driven tunnels. Solid circles are as presented in Attewell and Yeates(1984).



Relationship between overload factor and ground loss (after Clough and Schmidt)

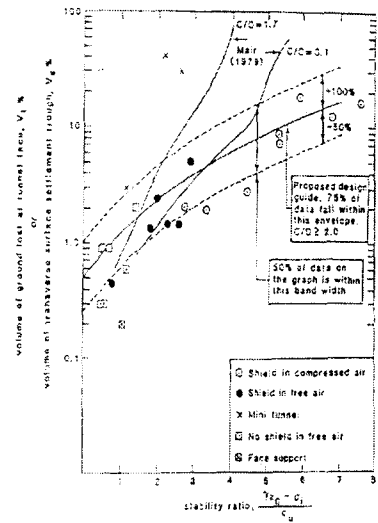


그림 2 Ground Volume Loss와 과하중계수의 상관관계

3.2 연약지반터널의 침하량 추정방법*4

터널거동에 대한 연구는 많은 학자들에 의해 이론적, 실험적, 현장계측방법 등을 통해 수행되어졌다. Cambridge 대학에서는 연약지반터널의 변형에 대한 수치해석 및 모델시험에 의한 연구가 활발한 바 O. C. Clay에 대한 연구는 Cairncross(1973)과 Orr(1976), 모래지반은 Potts(1976), 종합적분석은 Atkinson, Orr, Potts(1975) 등에 의해 수행되어졌다. 이들 연구결과는 대부분 균질한 지반에서 원형단면을 단시간 내에 굴착할 때의 시공방법을 기준하는 등 제한적 여건에 한정되어 있어 실제 시공여건을 모두 반영치는 못하고 있으나, 지표침하에 있어 침하의 형상은 실제와 거의 부합되게 추정이 가능한 것으로 발표되고 있다.

이들 연구결과에서, 연약지반상의 터널에서는 Peck(1969)이 제안한 바대로 지표면 침하는 Gauss 확률 분포곡선과 Error Function곡선에 의해 횡·종방향의 임의지점 x의 침하크기를 정확화시키는 것이 매우 유용한 것으로 밝혔다.*2 (그림 3)

$$\text{여기서, 횡단면의 경우는 } \frac{S}{S_{\max}} = \exp\left(\frac{-X^2}{2i^2}\right)$$

S_{\max} = 터널축방향의 최대침하량

$$X = \sqrt{2\pi}i \text{ 일때 } S=0 \text{ 이므로 지표면함몰량 } V_s = \sqrt{2\pi}i \cdot S_{\max}$$

i = 최대경사가 일어나는 위치 (그림 3 참조)

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{D}\right)^n$$

R ; 터널반경 Z_0 ; 터널깊이 $D = 2R$

n ; 상수, 점성토지반에서 $n=0.8$ (Clough & Schmidt)^{*1}

또한, 다층지반의 터널에서는 Attewell(1977) 등에 의해 제안된 방법으로써 $\frac{i}{R}$ 과 $\frac{Z_0}{D}$ 의 상관관계로 정의된 β 값(그림 4)으로 침하예측하는 방법등이 있다.

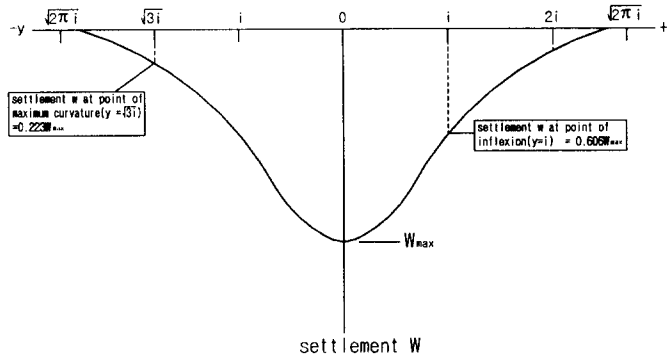
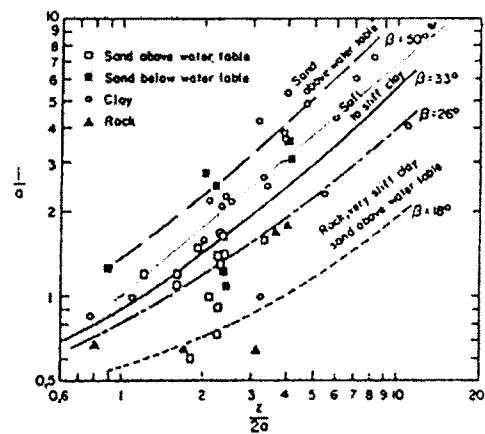
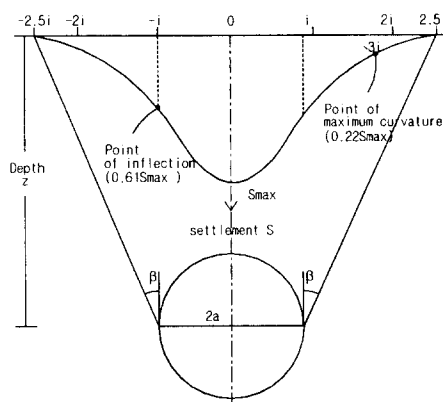


그림 3 확률분포곡선에 의한 균질한 지반의 침하트라프 추정방법(Attewell, 1977)



Width of settlement trough versus tunnel depth z and radius a (after Attewell, 1977)

그림 4 다층지반의 침하트라프 추정방법(Attewell, 1977)
(트라프의 폭 $3i$ 기준으로 β 각 도출됨)

3.3 지표면침하관리

앞 절에서와 같이 Attewell(1977), Clough & Schmidt, Mair(1979), Peck(1969) 등에 의해 지표면의 함몰량함수의 Ground Volume Loss($\frac{V_s}{V} \times 100, \%$)와 하중계수, 침하량추론식의 상관관계가 제시되어 있으므로 관련공식과 상관관계도표를 활용하면 다음과 같이 터널안정성, 건물안정성과 연계하여 지표면침하를 관리할 수 있다.

① 터널안정성과 연계관리

터널굴착시 지표면침하의 예측결과를 토대로 하중계수를 산정하면 터널시공중의 안정성을 평가할 수 있다. 지표침하는 터널주변의 지반상태, 지하수위, 터널의 형상 및 크기, 굴착방법, 굴진장, 지보시공관리, 보조공법 등의 여러 복잡한 요인에 영향을 받는다. 따라서 과도한 침하가 발생하는 경우 그 원인을 검토하여 굴착방법을 조정하여야 한다.

② 주변건물의 안정성과 연계관리

지상구조물들은 비교적 유연한 구조물이기 때문에 터널굴착에 의해 초래되는 지반거동과 이반되게 거동하지 않는다. 즉, 구조물의 변형은 지반침하 트라프의 구배와 같다고 가정할 수 있다. 따라서, 지표침하 트라프에서 지상 주변건물 기초부 변형 및 부등침하를 검토하여 건물의 안전성을 평가하고, 설계의 적정성 및 추가보강여부를 검토할 수 있다. 그림 5는 지표면침하에 대한 건물의 부등침하의 형태를 보이고 있다.

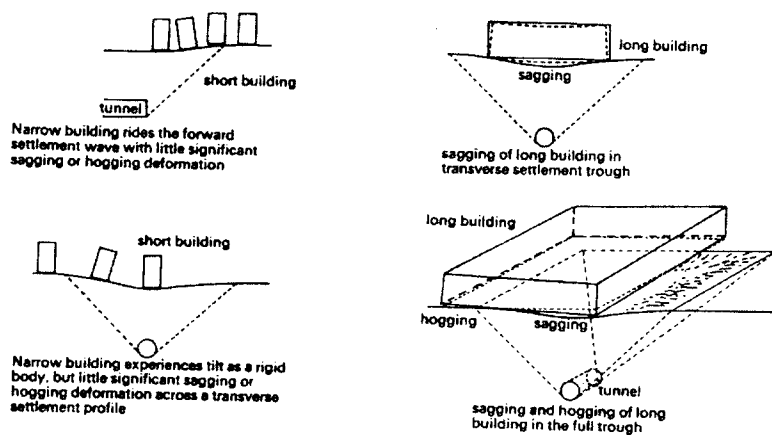


그림 5 지표면침하에 대한 건물의 부등침하 형태

이러한 방법으로 터널의 침하를 관리하면 추가적으로 다음과 같은 효과가 기대될 수 있을 것이다.

첫째, 포화상태의 풍화암터널의 안정성평가

터널굴착시 지표면침하의 예측결과를 토대로 포화상태의 풍화암반에서 터널을 시공 중에도 수시로 안정성을 평가할 수 있다.

둘째, 시공중 설계검증

하중계수로부터 터널주변지반의 비배수전단강도를 구하여 설계상의 해석물성치와 비교할 수도 있고, 지표면침하로써 수치해석결과의 적정성을 검증할 수도 있다.

셋째, 기타 설계에의 활용

상기의 자료를 설계에 활용할 수 있다.

4. 서울편마암풍화암상의 터널시공에서의 과하중계수 평가

풍화암터널에서 하중계수에 의한 침하관리의 적정성을 검토하기 위해 서울편마암풍화암에서 수행한 지하철터널의 계측결과를 토대로 과하중계수(Simple Overload Factor)를 평가하였다.

4.1 시공개요

검토구간의 시공개요는 표 1에 보이는 바와 같다. 터널주변의 지반상태는 A구간은 터널 하부에도 풍화토이다. B구간은 풍화대 상부에 10m 내외의 두께로 충적층이 있고, C구간에는 충적층 두께가 감소하는 대신 터널하반에 일부 연암이 출현하고 있다.

표 1 시공개요

구 분	A	B, C
터널형식	2 Arch의 복선터널(내경 7.2m)	복선터널(내경10.8m)
토피	11m내외, 얇은터널	토피 17.5~20.5m
터널주변 지반특성	N치 30~100회/30cm의 풍화대	터널상,하단:완전히 풍화된 풍화암 표층:토사 및 충적층 최대두께 14m
굴착방법	○좌측터널 선굴착후 우측터널 굴착 ○상하반분할굴착,상반 가인버트 시공	○상·하반분할굴착 ○B 지점은 상반 가인버트 시공
지층 및 터널단면 도		

4.2 계측결과

표 2는 시공중의 계측결과이다. 표 2에서 대부분 상반굴착중의 침하값이 전체값의 70~80%에 달하고 있다. 그림 6은 각 지점의 경시변화를 함께 보이는 그림이다.

표 2 시공중의 계측결과

위 치	지표침하 (mm)	천단침하 (mm)	현장상태	비 고
A	상반 : 71 하반 : 175	상반 : 100 하반 : 190	하반굴진중 과다한 내공변위	터널하부에도 풍화토 출현
B1	상반 : 95 하반 : 139	상반 : 50 하반 : 103	뽐어붙이기 콘크리트면 균열	○터널하부에 풍화암 출현 ○Pipe Roof 적용후 침하감소 및 균열정지
B2	상반 : 144 하반 : 163	상반 : 92 하반 : 117	뽐어붙이기 콘크리트면 균열	터널하부에 풍화암 출현
C1	상반 : 70 하반 : 88	상반 : 45 하반 : 60	균열 없음	터널하부에 연암 출현
C2	상반 : 51 하반 : 72	상반 : 14 하반 : 19	균열 없음	터널하반에 연암 출현

* 터널막장은 유입수에 의해 포화된 상태임

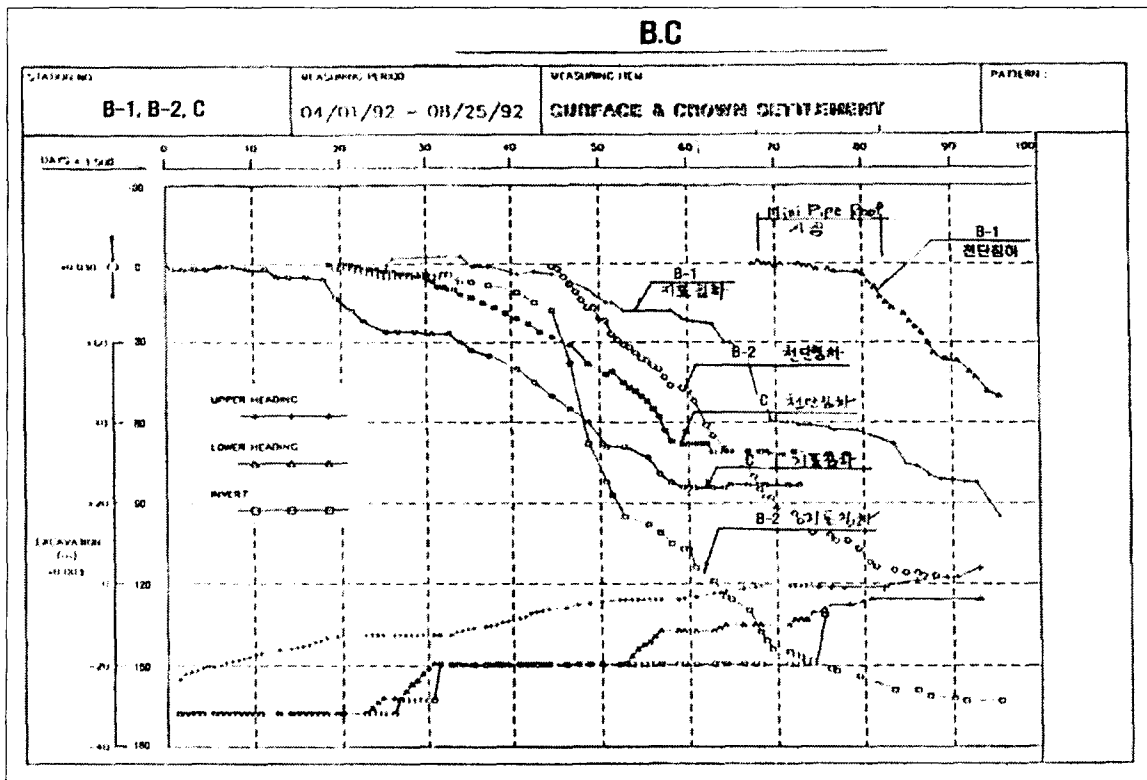


그림 6 침하의 경시변화도

4.3 과하중계수(Overload Factor 또는 Simple Overload Factor)산정

4.3.1 Ground Volume Loss 산정

Ground Volume Loss 산정은 지표면침하의 횡단면 계측값을 기준으로 하였다. 그림 7은 각 지점의 횡단면도이다. 다만, 횡단면 측정값이 부족한 지점은 3.2절의 Gauss 확률 분포곡선에 의한 식과 다층지반에 적용하는 그림4를 이용하여 지표면침하를 추정하여 보완하였다.

표 3은 Ground Volume Loss값을 보이고 있다. 이들의 평균 값은 4.77%이고, 이상변위를 보인 A, B1, B2의 값은 4.66 ~ 8.55%이다. 이 값은 싱가포르 지하철(MRT)의 점토지반에 시공한 쉘드 터널의 Ground Volume Loss값(평균 2.0~4.0%, 최대 10%)*4에 거의 근접한 정도이다. 이는 연구사례 지점의 침하량이 적지 않고, 연약지반터널에 준하는 지반 거동을 보이는 것으로 판단되는 값이다.

표 3 Ground Volume Loss($\frac{V_s}{V} \times 100, \%$)의 산정내용

구분	단면	굴착상태	S_{max}	R,m	Z_o/D	i	V_s, m^3	V, m^3	$\frac{V_s}{V}, \%$
A	2 Arch	상반	71	3.3	1.97	5.68	1.13	20.4	5.54
		하반	175	3.7	1.96	6.34	2.78	42.8	6.5
B1	복선	상반	95	5.4	2.08	9.7	2.31	40.8	5.7
		상,하반	139	5.4	2.26	10.36	3.61	77.4	4.66
B2	복선	상반	144	5.4	2.07	9.66	3.49	40.8	8.55
		상·하반	163	5.4	2.24	10.29	4.2	77.4	5.4
C1	복선	상반	70	5.4	1.86	8.87	1.56	40.8	3.82
		상·하반	88	5.4	2.02	9.48	2.1	77.4	2.7
C2	복선	상반	51	5.4	1.80	8.64	1.1	40.8	2.7
		상·하반	72	5.4	1.96	9.25	1.67	77.4	2.16

* $V_s = \sqrt{2\pi} i \cdot S_{max}$; 지표면함몰량

* 단단한 점성토지반일때 $\frac{i}{R} = 0.5 \sim 1.5$ ($\frac{Z_o}{D} = 2 \sim 3$ 일때, Attewell, 그림 2 참조)

* i 값 산정에서 터널직경은 마제형단면의 최대 굴착폭을 기준함

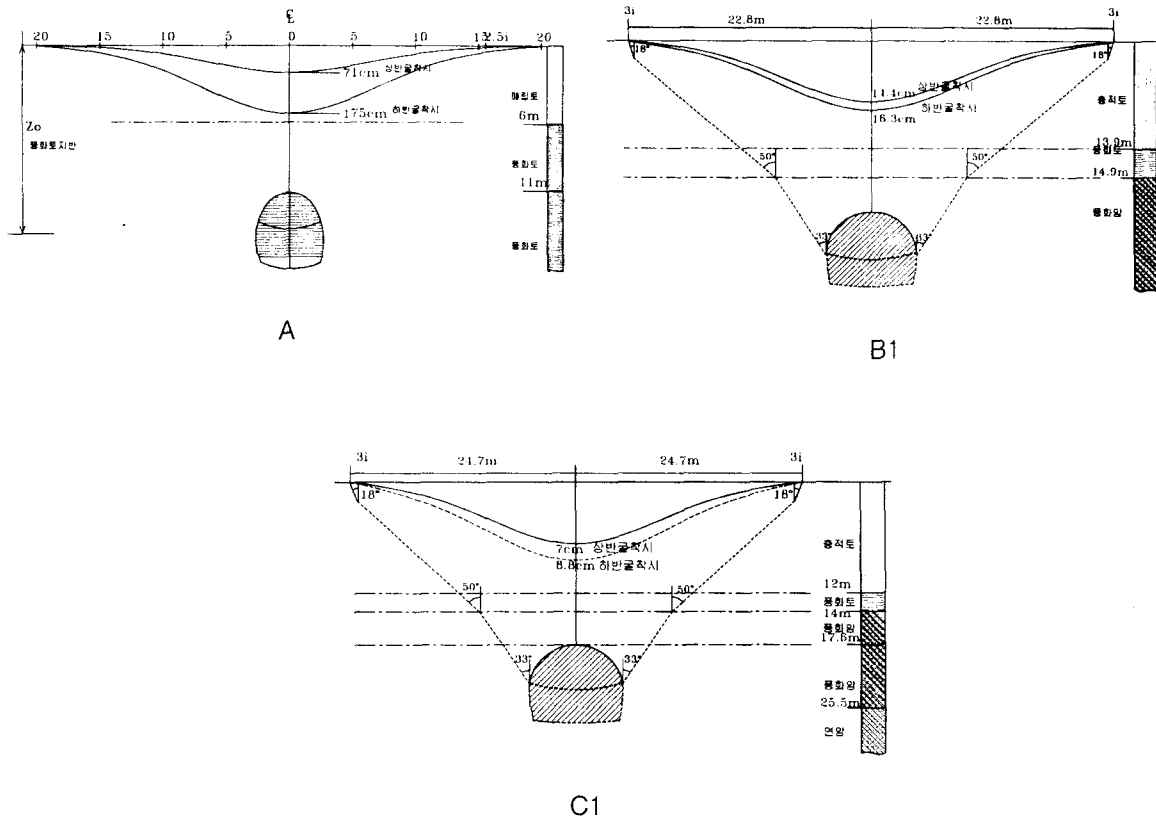


그림 7 지표면 함몰상태

4.3.2 과하중계수 ($OFS = \frac{\gamma Z_o}{c_u}$) 값 산정

상기의 Ground Volume Loss를 기준으로 그림 2 에서 구해진 과하중계수 값은 표 4와 같다.

표 4에서 이상변위를 보인 A, B1, B2의 과하중계수 값은 Schmidt 의 경우 2.4~2.8 이며, Glossop 의 경우 4.6~ 6.4의 범위이다. 외국사례의 연약지반터널에서는 과하중계수 값이 6.0이상이면 불안정한 상태에 있는 것으로 보고되고 있다.*4 이를 참조하면 검토사례의 과하중계수 값은 Glossop 의 값을 기준할 때 불안정한 범주에 있다.

표 4 과하중계수 값

구 분	굴착상태	$\frac{V_s}{V}, \%$	과하중계수		현장상태
			Schmidt	Glossop	
A	상반	5.54	2.6	5.1	일부탈락
	상·하반	6.5	2.9	5.6	과다변위
B1	상반	5.7	2.6	5.2	균열
	상·하반	4.7	2.4	4.6	안정
B2	상반	8.6	2.8	6.4	균열
	상·하반	5.4	2.6	4.9	안정
C1	상반	3.8	2.0	3.7	안정
	상·하반	2.7	1.8	3.0	안정
C2	상반	2.7	1.8	3.0	안정
	상·하반	2.2	1.5	2.6	안정

4.3.3 주변건물의 안정관리

지표면침하에 의해 주변건물에 미치는 영향은 건물규모, 노후정도, 이격거리 등에 따라 달라지므로 막장안정기준과는 별도로 검토되어야 한다.

최근에는 국내에도 지표면침하에 대한 터널주변 지장물의 안정성을 평가하는 컴퓨터프로그램이 개발되어 있고, 이에 추가하여 Ground Volume Loss 값을 이용하면 자동적으로 향후 굴착되는 부분의 지표면침하를 예측하여, 터널굴착진행에 따른 건물의 Angular Distortion, Deflection Ratio 등을 임의로 평가할 수 있다.

참고로, 그림 8는 이러한 자동검토 프로그램으로 검토구간에서 터널굴착에 따른 건물의 Angular Distortion, Deflection Ratio 등을 평가하여 건물의 부등침하 허용치를 만족하는지 여부를 검토한 결과를 보이고 있다.

이러한 방법으로 건물이나 지장물의 안정성을 검토하여 부등침하 허용치를 만족하지 못하는 구간은 건물이나 지장물을 보호하도록 보강공법을 추가하여야 한다.

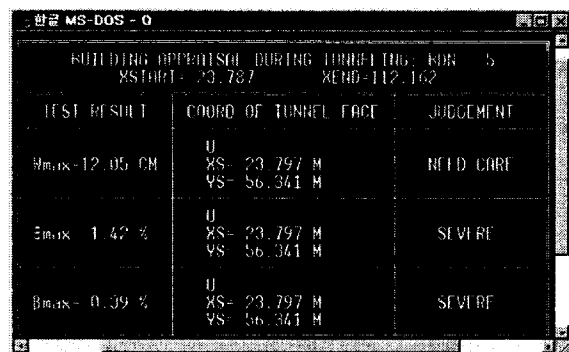
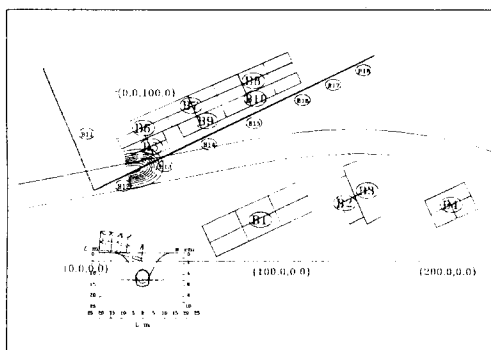


그림 8 건물의 부등침하 검토사례

4.3.4 과하중계수에 의한 터널주변지반의 특성치 산정

과하중계수 ($\frac{\gamma Z_0}{c_u}$)를 토대로 서울편마암풍화도를 점성지반으로 가정하여 A, B1, B2의 침하가 큰 지점의 비배수 전단강도의 값을 추정하면 $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ 일 때, $c_u = 19.4 \sim 4.84 \text{ t/m}^2$ 이다.

이 값은 점토지반의 비배수 전단강도보다는 큰 값이나, 국내 풍화암의 해석물성치로 적용하는 값($c = 5 \sim 30 \text{ t/m}^2$, $\phi = 35^\circ$)와 비교하면 상당히 작은 값이다.

4.4 과하중계수 값 평가

4.4.1 과하중계수 값 평가

표 5는 외국사례의 연약지반터널에서의 과하중계수 평가사례이다 *³ 외국의 문헌에서는 과하중계수 값이 대체로 6.0이상이면 불안정한 상태이고, 붕락되는 지점은 12.0이상의 값을 보이는 것으로 분석하였다.

본 검토사례의 과하중계수값은 Glossop 값으로 평가하면 불안정한 지점(A,B1,B2)의 값은 5.2~6.4이다. 이 값은 표 5의 연약지반터널에서의 과하중계수 평가사례와 비교할때 크게 벗어나지 않음을 보이고 있다. 즉, A구간의 인접지점은 상부굴착중 천정부 탈락 현상이 있었고, 하반굴진중에는 과도한 내공변위가 발생된 후 붕락으로 진행되었으며, B1, B2 구간에서는 뿔어붙이기콘크리트면에 균열이 발생되었다.

다만, 검토사례는 이상징후가 있으면 급속하게 파괴로 이어지고 있고, 안정한 지점의 과하중계수 값이 대체로 하향으로 나타나고 있어 안정관리기준은 국내 실정에 맞도록 다소 조정이 필요한 것으로 판단되었다.

표 5 연약지반터널에서의 과하중계수 ($OFS = \frac{\gamma H - p_a}{c}$) 평가사례*³

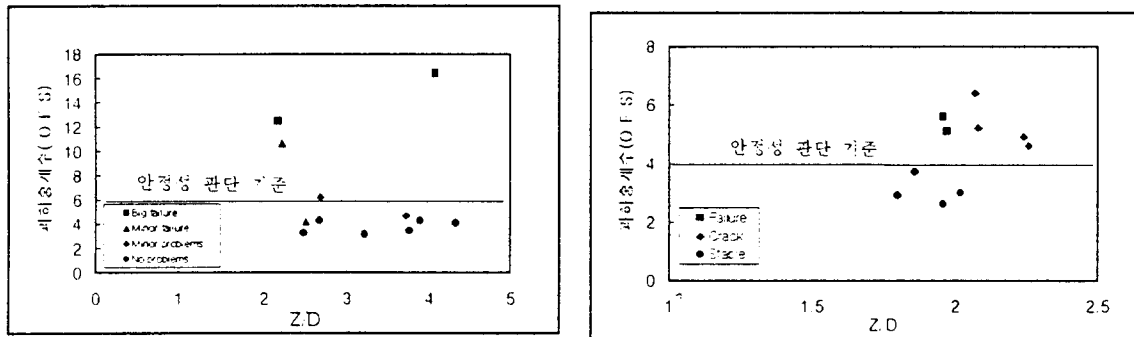
Project	심도 (m)	직경 (m)	C_{U_2} (t/m^2)	γH_0 (t/m^2)	OFS	비고
Shaft 7, Eastern Interceptor	20.0	9	2.4	25.6	10.7	Minor failure
Shaft 6, Eastern Interceptor	19.5	9	2.0	25.0	12.5	Big failure
Tunnel S5-S6, Eastern Interceptor	24.5	6	1.9	31.4	16.5	Big failure
Consulado Tunnel	10.0	4	3.1	12.9	4.2	Minor failure
Tunnel for Siphon M.Gonzalez (B)	11.7	3	3.6	15.5	4.3	No problems
Tunnel for Siphon Obrero Mundial (C)	12.7	3	4.0	18.8	4.7	Minor problems
Cuitlahuac Tunnell (D)	9.5	3	2.9*	12.4	4.3	No problems
Tunnel for Central Collector (G)	13.0	4.1	2.8	17.3	6.2	Minor problems
Tunnel for Central Interceptor(H)	29.0	6	7.0	37.7	4.1	No problems

4.4.3 안정관리기준 평가

그림 9는 표 5의 외국사례와 검토사례의 과하중계수를 토대로 터널이 안전한 기준을 설정한 그림이다. 이 그림을 참조할 때 검토사례는 안정기준이 외국사례에 비해 대체로 하향에 나타나고 있다.

상기의 안정기준이 차이나는 이유는 NATM개념의 지보재와 쉴드터널의 지보재와의 설치시기 및 강성 차이, 배수조건 차이, 점토지반에 비해 변형율이 작은 풍화대 지반특성 등에 기인되는 것으로 판단된다. 또한, 국내의 NATM개념의 지보재 시공관리 기술이 충분치 못한 점도 한 요인으로 예상된다.

따라서, 국내의 NATM지보재에 의해 시공되는 취약지반의 터널에서는 그림 9과 같이 안정기준을 다소 하향조정하여 판단함이 필요한 것으로 판단된다.



a) 연약지반터널에서의 과하중계수 평가사례(표5)

b) 검토사례(표4)

그림 9 과하중계수값에 의한 안정성 판단기준 설정

5. 결론

국내 도심지의 풍화토, 풍화암(완전히 풍화된 암반)에 시공되는 터널의 안정관리에 연약지반상의 원형터널에 주로 활용되는 하중계수(Overload Factor 또는 Simple Load Factor, Stability Ratio, Stability Index 등)로써 터널시공의 적정성을 평가하는 방법을 제안하고자, 서울편마암풍화암에서의 터널계측자료를 토대로 완전히 풍화된 암반의 하중계수를 연구한 내용이다.

1) 지하철터널에서 풍화토, 풍화암에 시공된 터널의 지표면침하는 상반터널막장이 터널 직경의 2~3배 내외의 거리에 위치할 때 전체침하량의 70%이상이 발생하였고, 터널천단침하와 거의 동일한 기울기로 침하된 결과를 보였다. 또한 Peck(1969)에 의한 지표면

의 함몰량 함수의 Ground Volume Loss($\frac{V_f}{V} \times 100, \%$ V_f : 터널굴착량, V_s : 지표면의 함몰량)으로써 산정한 값은 평균 4.4%이고, 최대 값은 8.55%인바, 이 값은 싱가포르 지하철(MRT)의 점토지반에 시공한 쉴드 터널의 Ground Volume Loss값(평균 2.0 ~ 4.0%, 최대 10%)*4에 거의 근접한 정도이다.

이러한 지표면침하의 거동을 참조할때, 터널주변지반이 포화되어 있는 완전히 풍화된 암반은 비배수전단강도에 의해 거동특성이 지배되는 점토지반으로 취급하는 것이 터널의 안정관리측면에서 보다 효과적일 것으로 판단되었다.

2) Attewell(1977) 등에 의해 제안된 도표에 의해 구해진, 검토사례의 과하중계수(Overload Factor 또는 Simple Overload Factor, Peck(1969))값은 Glossop 값을 기준할 때 이상징후를 보인 지점의 값은 최대 5.2 ~ 6.4 이다. 이 값을 기준할때 외국사례의 연약지반터널의 안정성 판단기준에 크게 벗어 나지 않는다. 다만, 검토사례는 천정부탈락, 균열 등의 이상징후를 보인후에 급속히 붕락 등의 파괴로 진행되었다. 따라서, 국내 풍화암터널의 안정성 판단기준은 다소 하향 조정이 필요한 것으로 판단되었다.

3) 터널파괴로 진행되는 지반거동이 외국의 연약지반사례와 차이나는 이유는 NATM개념의 지보재와 쉴드터널의 지보재와의 시공방법, 설치시기 및 강성 차이, 배수조건 차이, 점토지반에 비해 변형율이 작은 풍화대 지반특성 등에 기인되는 것으로 판단되었다. 또한, 국내의 지보재 시공능력이 충분히 숙련되지 못한 점도 한 요인으로 예상되었다.

4) 본사례의 분석결과를 토대로 풍화암터널의 안정관리기준을 설정하면, 과하중계수 값이 4.0 이하에서는 대체로 안정하고, 5.0이상에서는 이상징후를 보이거나 붕락으로 진행될 수 있다.

다만, 지표면침하에 의해 주변건물에 미치는 영향은 건물규모, 노후정도, 이격거리 등에 따라 달라지므로 상기의 안정기준과는 별도로 검토되어야 한다.

5) 계측분석에서 구해진 풍화암터널의 과하중계수($\frac{\gamma Z_0}{c_u}$)값을 토대로 이상변위를 보인 지점의 비배수 전단강도의 값을 추정하면 $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ 일 때, $c_u = 19.4 \sim 4.84 \text{ t/m}^2$ 이다. 이 값들은 점토지반의 비배수 전단강도보다는 큰 값이나, 풍화암의 해석물성치로 적용하는 값 ($c = 5 \sim 30 \text{ t/m}^2$, $\phi = 35^\circ$)와 비교하면 상당히 작은 값이다.

6) 다만, 본 연구는, 상하반으로 분할굴착된 마재형터널을 일시에 굴착하는 원형터널과 동일하게 취급하고, 편마암풍화암만을 대상으로 하였으므로, 향후 터널형상, 지역별, 암종별로 여러 현장의 자료를 수집보완 하여야 한다.

참 고 문 헌

1. Schlosser, F. et., France, 1985, "Geotechnical Engineered Construction Geotechnique", Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering VOL. 6 P2499 ~ 2539.
2. Attewell, P. B., "Soil Movements induced by Tunneling and their Effects on Pipelines and Structures".
3. Moreno, A. and Schmitter, J. J., 1981, "Failure of Shafts and Tunnels in Soft Soils", Mexico, Soft-Ground Tunneling Failures and Displacements, A.A.Balkema.
4. Atkinson, J. H. and Potts, D. M., 1977. 4, "Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground", Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of A.S.C.E., VOL.103, NO.GT4.
5. Golser, J., 1976.10, "The New Austrian Tunneling Method", Proceedings of The Engineering Foundation Conference, Published by ASCE & ACI, p323~347.
6. 터널과 지하(일본), Feb. 1981~Apr. 1981, NATM 연재강좌 (6), 吉川惠也
7. 서울지하철 5호선 2-11공구 감리보고서.
8. 서울지하철 5호선 2-12공구 감리보고서.
9. Sohn, D., 1993, Stability of Tunnel Working Face in Squeezing Ground, 지반공학과 터널기술, P.9~14, 지반공학회 93년 봄 학술발표.
10. 한국건설기술연구원(1997), "터널굴착 현장에 인접한 지상구조물의 안정성 평가용 전문가 시스템의 개발"