

터널막장안정 평가기법 및 막장볼트의 보강효과에 관한 수치해석적 연구

김성열^{1*}, 윤지선²

A study on the evaluation method and reinforcement effect of face bolt for the stability of a tunnel face by a three dimensional numerical analysis

Sung-Ryul Kim, Ji-Sun Yoon

Abstract Tunnel excavation with several sections and appropriate auxiliary measures such as face bolt and pre-grouting are widely used in case of weak and less rigid ground for the stability of a tunnel face during excavation. This papers first described the evaluation methods proposed in technical literature to maintain the tunnel face stable, and then studied by FEM analysis whether face reinforcement is need in what degree of ground deformation and strength features for the stability of a tunnel face when excavating by full excavation with sub-bench. Lastly, a three dimensional FEM analysis was performed to study how the tunnel face itself and the ground around the tunnel behave depending on different bolt layouts, length of bolts, number of bolts. There were relative differences in comparison of results on the stability of a tunnel face by a theoretical evaluation methods and FEM analysis, but the same in reinforced effect of face. It was found that the stability of a tunnel face can be obtained with face bolt installed longer than 1.0D (tunnel width), bolt density of about 1 bolt per every 1.5 m² (layout of grid type), and reinforcement area of 120° arch area of upper section.

Keywords: Stability of a tunnel face, evaluation method for tunnel stability, face bolt

요 지 터널 굴착 대상지반의 강도 및 강성이 낮은 경우 막장안정성을 확보하기 위해 분할굴착공법 또는 적절한 보조공법을 병용한다. 본 연구에서는 기존 문헌을 중심으로 막장평가 기법에 대해 정리하고 보조벤치 병용 전단면공법 적용 시 지반의 변형·강도특성에 따른 막장보강의 필요성 유무와 보조공법으로 페이스볼트를 채택할 경우 타설 길이, 타설 밀도, 보강 범위에 따라 막장 및 막장주변지반에 어떠한 영향이 발생되는지를 알아보기 위해 3차원 유한요소해석을 수행하였다. 막장안정성에 대해 문헌에 의한 이론적인 평가기법과 FEM수치해석결과를 비교 분석한 결과 상대적인 차이는 있으나 막장볼트를 통한 막장안정의 효과에는 일치하는 경향을 보였다. 검토대상 지반조건에 대해 막장볼트의 타설형태는 길이 1.0D(D: 터널 폭)이상, 격자상 타설(1개/1.5 m²), 상부 반단면 120°보강시 가장 효과적인 것으로 분석되었다.

주요어: 막장안정성, 막장안정 평가기법, 막장볼트

1. 서 론

터널 굴착 시 취약지반을 만났을 때 막장안정성 확보를 위해 복합유리섬유(Glass fiber), 철근, 강봉 등을 이용한 막장볼트공법이 안정성에서나 시공속도 면에서 보강효과가 우수하여 국내에서는 적용실적이 적으나 이태리, 프랑스, 오스트리아를 중심으로 한 유럽과 일본 등에서는 많이 적용되어 왔다.

국내의 막장볼트 설계 및 시공사례를 살펴보면 과학적 근거에 기초한 막장볼트의 적용보다는 단순히 경험적 접근에 의존해온 것으로 조사되었다. 이러한 실정으로 인해 관련 연구가 미비하였고 막장볼트 효과의 체계적인 검증

과 설계지침이 수립되지 않아 현장 작업자의 위험성노출은 물론 사전예방대책이 합리적으로 이루어지지 않고 있다. 본 연구에서는 막장볼트에 의한 터널막장 안정효과에 대한 해외 평가기법을 소개하고 수치해석적 검증을 통해 결과를 비교 분석하였으며 이를 토대로 막장볼트 적용 시 합리적인 타설형태와 평가기법을 제시하였다.

2. 터널 막장 평가기법

2.1 막장 안정성 평가

문헌자료에 기재된 이론적인 주요 막장평가기법에 대해 소개하면 다음과 같다.

*1 동신기술개발주식회사 기술연구소장 (E-mail: sykim4909@hanmail.net)

² 정회원, 인하대학교 환경토목공학부 교수 (E-mail: jyoon@inha.ac.kr)

(1) Schofield(1980)의 방법

내부마찰각 $\phi=0$ 과 같은 점성토 지반의 막장안정에 대해서는 그 평가「수단」으로서 소위 「Load factor」 즉 하중계수(N)라 하는 것이 제안되어 있다. 이것은 토피압 ($r \cdot h$)을 비배수점착력 (C_u)로 나눈 것으로 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$N = \frac{r(h+R) - P\alpha}{C_u} \quad (1)$$

- 여기서, r : 단위 체적중량(kN/m^3)
- h : 토피(m)
- R : 터널반경(m)
- $P\alpha$: 내압력 즉 지보압(kN/m^2)
- C_u : 점착력(kN/m^2)

N 값이 안정수 N_c 보다 작아지면 막장은 안정한 것으로서 Brom & Bennermark(1967)는 $N_c = 6 \sim 7$, Peck (1969)은 $N_c = 5 \sim 7$ 를 각각 제안하였다.

그러나 이들은 그림 1의 d(지보재로부터 막장까지의 거리)를 0, 즉 지보공을 굴착 후 즉시 설치하는 것으로 가정 하고 있는데 비해 Schofield(1980)는 이 지보공을

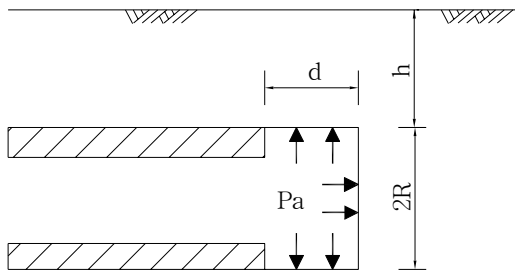


그림 1. 하중계수 설명도(岩井勝彦 등, 1998)

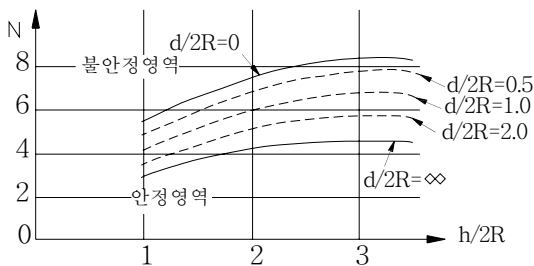


그림 2. 토피고에 따른 안정성평가(岩井勝彦 등, 1998)

늦게 설치하는 것으로 가정하여 그림 2의 토피고에 대한 적정 지보시기를 제안하였다(岩井勝彦 등, 1998).

(2) 겔보기 탄성계수법에 의한 방법

이 방법은 터널의 채측 변위로부터 지반의 겔보기 탄성계수 E' 를 역산하여 그림 3에 나타난 과거의 실적과의 대비로 막장의 안정성을 평가하는 수법이다. 실제의 탄성계수와 구별하기 위하여 터널변위로부터 역계산된 탄성계수를 일반적으로 겔보기 탄성계수라 부른다. 식 (2), (3)으로 산출 한 겔보기 탄성계수 E' 가 토피비 1 정도에서 50 MPa 이하, 토피비가 5정도에서 300 MPa 이하에 있으면 실적면에서 보아 거의 터널이 불안정 또는 붕괴한다.

$$E' = \frac{[(1+\nu)\{2(1-\nu)K_0 - (1-2\nu)\}rH \times (D/2)]}{U_a} \quad (2)$$

$$k_0 = \frac{\{2(1-\nu)U_a + (1-2\nu)U_t\}}{\{2(1-\nu)U_t + (1-2\nu)U_a\}} \quad (3)$$

- 여기서, K_0 : 측압계수
- ν : 포아송비

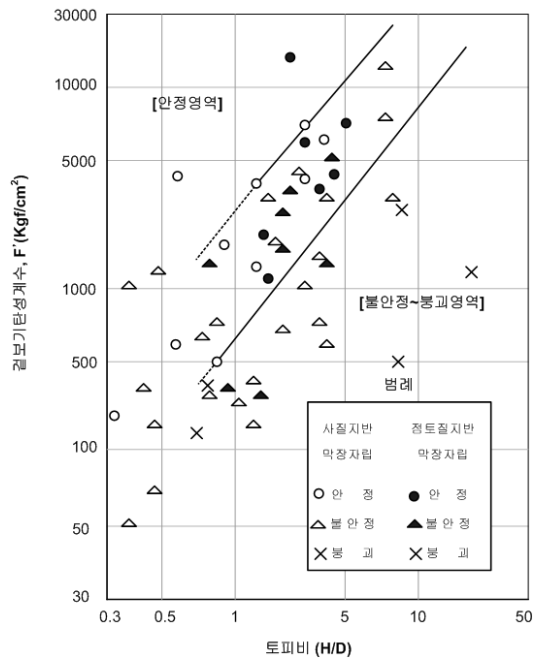


그림 3. NATM에서 본 겔보기 탄성계수와 토피비(岩井勝彦 등, 1998)

- D : 터널경(cm)
- rH : 토피하중(MPa)
- Ua : 터널측변변위(cm)
- Ut : 터널천단변위(cm)

Ua, Ut에 대해서는 계측변위를 선형변위 포함한 전 변위량으로 후행변위인 계측값의 약 2배를 적용하는 것이 바람직하다.

이것은 계측결과에 의한 평가수법이지만 시공시 사전 예측평가 수단으로 활용될 수 있으며 터널크기, 토피와 지반물성에 의해 개략평가가 가능하다. 단, 토피비가 1 이하의 아주 얇은 터널에서는 겉보기 탄성계수만으로 막장의 안정성을 평가하는 것은 위험한 것으로 알려지고 있다(岩井勝彦 등, 1998).

(3) 일본 건설성토목연구소(土研)의 방법

용수가 없는 균질한 토사지반의 막장 안정성에 대해서 원심력 재하장치를 이용한 실험 및 2차원, 3차원의 막장 안정해석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

막장의 안정에 필요한 지반의 점착력 C는 터널 직경D의 영향을 받아 터널직경이 커짐에 따라 막장의 안정에 필요한 점착력은 커진다. 한편, 토피비가 1이상인 경우는 막장의 안정성에 미치는 토피비(토피/터널직경)의 영

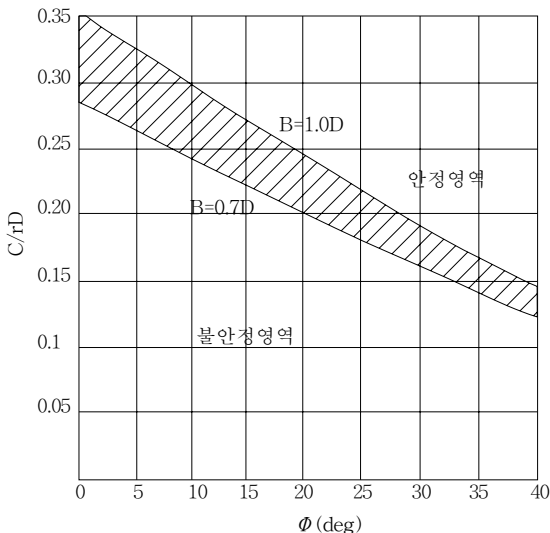


그림 4. 내부마찰각과 막장안정에 필요한 C/rD와의 관계(岩井勝彦 등, 1998)

향은 비교적 적은 것으로 나타났다.

모형실험에 의하면 용수가 없는 경우에는 무차원량 C/rD(r는 단위체적 중량)가 막장의 안정성을 평가하는 하나의 지표로 되며 C/rD가 0.13~0.16 이상의 값이면 막장은 안정하다. 단, C/rD는 내부 마찰각의 영향을 받을 가능성이 있으므로 내부마찰각이 작은 지반에 적용하는 경우에는 안전측으로 하기 위해서 그림 4에서와 같은 내부마찰각별로 구한 값을 이용하는 것이 바람직하다.

2차원의 간편법을 이용한 막장의 안정해석 결과에 의하면 3차원 해석에서 얻어진 막장의 안정에 필요한 C/rD는 2차원 해석 결과보다 15~20%정도 작은 값을 나타내며 이완하중을 부여할 때 이완폭 B를 0.7D로 하는 경우에는 비교적 실험치에 가까운 값을 나타내고 있는 것으로 분석되었다(岩井勝彦 등, 1998).

(4) 직접변형을 제어법

SAKURAI는 현장에서 비교적 높은 정확도로써 계측을 할 수 있는 천단 및 내공변위에 중점을 두어 변위로부터 터널주변의 암반에 발생하고 있는 변형률을 추정하고 그것을 실내시험에서 구한 암석의 한계변형률 또는 파괴변형률과 비교하여 안정성을 평가하는 『직접변형률』 평가방법을 제안하였다.

한계 및 파괴변형률은 암석공시체의 일축압축강도 시험의 결과를 이용하여 식 (4)와 (5)로 구하여진다.

$$\text{한계변형률 } \epsilon_0 = \sigma_c/E \tag{4}$$

$$\text{파괴변형률 } \epsilon_f = \epsilon_0/(1-R_f) \tag{5}$$

여기서, σ_c 는 일축압축강도이고, E는 탄성계수이며, R_f 는 감소계수(흙 및 암석의 R_f 는 0.05~0.8정도)이다.

SAKURAI는 터널에서 계측되어진 변위와 원지반의 일축압축강도, 막장안정성에 관한 관계를 분석하였다. 그림 5는 토사 및 암석에 대한 일축압축강도와 한계변형률의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 한계 변형률은 일축압축강도의 증가와 함께 감소하고 화강암과 같은 경암까지 연속적으로 변화하는 경향이 나타나고 있다.

그림 6은 천단변형률, 일축압축강도, 그리고 터널변상의 유무관계를 나타낸 것으로 굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널직경으로 나누어 그 값을 중축의 변형률로 설정하고 천단변위를 측정된 지반에서의 일축압축강

3. 해석조건

3.1 해석모델

수치해석은 3차원 유한요소법에 의한 탄소성 해석으로 수행하는 것으로 하고 해석모델은 토피 36 m(3D: D는 터널 폭)의 지반 내에 건설되는 2차선 도로 터널로 선정하였다. 토피는 3D, 단면은 국토해양부 터널 표준 단면도 Type V를 참고로 하였으며 그림 7과 같다. 편경사를 고려하여 비대칭 단면으로 하였다.

해석영역은 터널 굴착 시 지반의 응력 및 변위 영향이 거의 없는 영역까지 확장하여 경계조건으로 설정하여야 한다. 여기서는 해석 값이 영향 받지 않도록 하부해석 영역을 4D(48 m), 측부를 5D(60 m) 그리고 종단 해석 영역으로 5D(60 m)를 적용하였다(그림 8).

측압계수(K)는 중요 프로젝트의 경우 초기응력 측정으로 결정하는 것이 바람직하지만 본 연구에서는 Brown and Hoek(1978)의 측압계수(K)-지표에서 깊이(z) 관계도 그림 9로부터 K = 1.5를 적용하였다. 측압계수는 1/3 보다 작은 경우도 있지만 잔류응력 크기에 따라 1.0이 되든가 이보다 커지는 경우도 있다. 배성호 등(2007)에 의하면 국내에서 초기지압 측정결과 평균 K값은 0.52 ~ 4.91 정도로 알려지고 있다.

해석프로그램은 지반 및 터널구조물 범용 유한요소 해석 프로그램인 MIDAS/GTS를 사용하였으며 항복판정은 Mohr Coulomb의 파괴규준을 적용하였다. 해석에

있어서는 지반은 solid요소, shotcrete는 plate요소, 페이스볼트는 truss요소로 각각 모델화 하였다(김성열 등, 2008).

3.2 지반 입력정수

해석에 이용된 입력정수는 표 1과 같다. 이들 입력정수 중 지반의 변형계수를 Serafim and Pereira(1983)이 제안하고 있는 식으로부터 추정하고 강도정수로서 점착력과 내부마찰각에 대해서는 지반등급 V에 대한 Bieniawski의 제안 값(申儻淳 등, 2004), 설계 적용사례(박도현 등 2007; Peila et al. 1996; Nick Barton et al. 2008) 등을

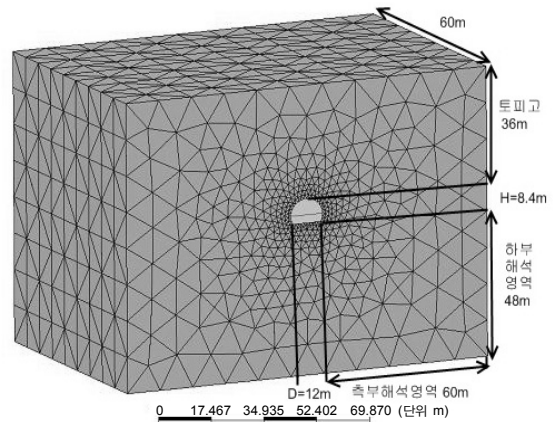


그림 8. 해석모델

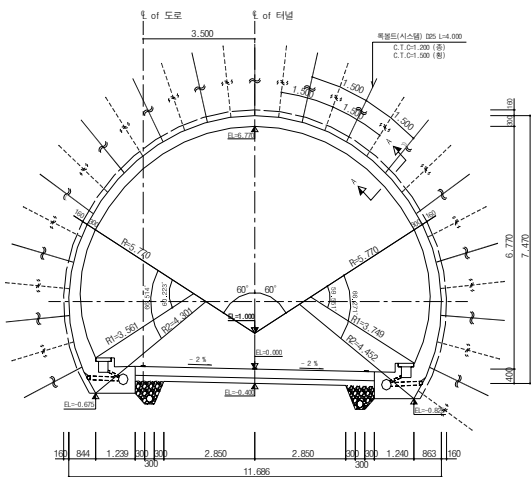


그림 7. 국토해양부 터널표준단면도 Type V

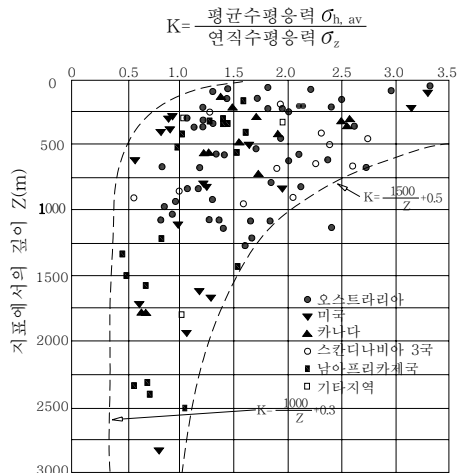


그림 9. 평균수평응력/수직응력의 비

표 1. 지반입력정수

| 구분 | 변형계수 E (MPa) | 포아손비 ν | 점착력 C (kN/m ²) | 내부마찰각 Φ (°) | 단위중량 r (kN/m ³) | 비고 |
|------------|-------------------|------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|----------------|
| 지반등급 IV | 4,000 | 0.3 | 200 | 25 | 23 | Bieniawski |
| 지반등급 V | 2,000 이하 | 0.33 | 20 | 30 | 19 | 설계 적용사례 |
| Soft Shot. | 5×10^3 | 0.27 | 5×10^3 | - | 24 | - |
| Hard Shot. | 5×10^4 | 0.2 | 5×10^3 | - | 24 | - |
| Rock bolt | 2.1×10^5 | - | - | - | - | 이형철근 (D=25 mm) |
| Face bolt | 8.5×10^4 | - | - | - | - | GFRP (D=28 mm) |

참조하여 설정하였다.

예를 들면 지반등급이 V인 경우 변형계수(E)는 $RMR_{R-10} = 20$ 로부터 $E_{mass} = 10^{-40} = 1.78 \text{ GPa} (\approx 2,000 \text{ MPa})$ 로 하고, 설계적용사례에 의한 점착력은 20 kN/m^2 , 내부마찰각은 30° 로 하였다. 또한 슛크리트의 탄성계수값에 대해서는 $1.5 \times 10^4 \text{ MPa}$, 페이스볼트의 탄성계수에 대해서는 글래스화이버 보강파이프(GFRP)를 타설하는 것으로 하여 $8.5 \times 10^4 \text{ MPa}$ 로 적용하였다(김성열 등, 2008).

4. 해석결과 및 고찰

4.1 보조공법이 필요한 막장단면 및 지반조건 설정

그림 10(a)는 보조벤치(벤치길이 3 m)비용 전단면공법(윤지선, 2005)으로 굴착 시 보조공을 필요로 하는 지반등급 IV에 대한 막장압출 수평변위이다. 검토결과 막장수평변위는 미미하여 벤치적용만으로도 자립이 가능한 양호한 상태로 분석되었다. 지반등급 V의 변형계수는 $2,000 \text{ MPa}$ 이하로 토사터널 막장보강의 검토를 위해 변형계수를 독립 변수로 하여 막장압출변위가 60 mm 를 초과하는 지반상태(지반등급 V_{II})를 모사하였다(그림 10(b)). 지반의 거동은 변형계수 외 전단강도정수, 응력조건 등 제 요인에 의해 지배되지만 수치해석의 특성상 가장 큰 영향을 미치는 변형계수로 제한하여 해석과 추적이 용이하도록 하였다.

표 2는 역해석과정에서 나타난 변형계수에 따른 유한

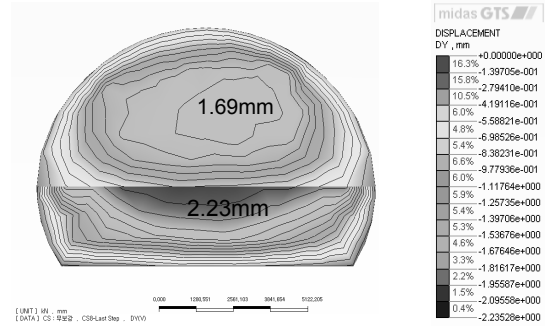


그림 10(a). 지반등급 IV에서 막장압출수평변위 contour

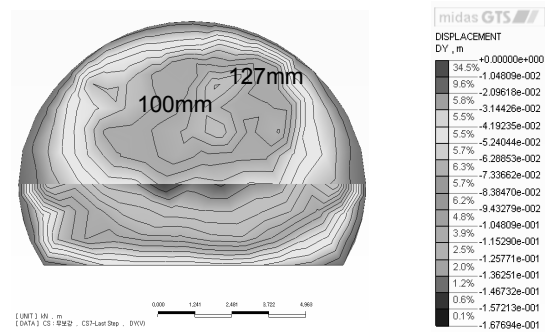


그림 10(b). 지반등급 V에서 막장압출수평변위 contour

표 2. 변형계수별 막장압출변위 및 지반등급표

| 변형계수 E (MPa) | 포아손비 ν | 점착력 C (kN/m ²) | 내부마찰각 Φ (°) | 단위중량 r (kN/m ³) | 막장압출변위 (mm) | 안정성 | 비고 |
|--------------|------------|----------------------------|------------------|-----------------------------|-------------|-----|----------------------|
| 500 | 0.33 | 20 | 30 | 19 | 38 | 안정 | |
| 300 | 0.33 | 20 | 30 | 19 | 60 | " | |
| 150 | 0.33 | 20 | 30 | 19 | 127 | 불안정 | 지반등급 V _{II} |

요소해석결과이다.

선정한 막장허용수평변위를 만족하기 위해선 적어도 변형계수가 300 MPa 이상을 확보해야 하는 것으로 나타났다.

다나까(田中)는 막장주변에서의 재해를 감소시켜 작업의 안전성을 확보하기 위해 막장의 안정성 레벨을 객관적으로 판단하는 시도를 하였다. 그것에 의하면 실제 터널 막장에서 변위를 계측하여 그 결과를 분석함으로써 막장 붕괴 예측을 시도하였다. 현장에서는 변위계를 사용하여 터널 축방향의 변위를 계측하고 있다. 계측된 데이터를 변위속도로 환산하면 변위속도가 감소하는 단계에서는

막장은 안정하고 변위속도가 일정한 경우는 막장붕괴로 이어질 가능성이 있는 것으로 지적하고 있다. 다른 한편으로 막장이 붕괴할 때의 터널 축 방향 압출 수평변위는 약 70 mm인 것으로 보고되고 있다. 여기서의 계측결과는 新幹線 단면(반경 4,750 mm)의 예이며 터널 굴착단면의 크기는 고속 자동차도로 터널단면의 크기와 비슷하다. 터널 막장안정성을 생각하는 경우에는 막장 전방지반의 응력이 항복응력에 도달하여 국부적 또는 전반적인 파괴가 일어나는 경우와 응력재분배에 의한 파괴를 수반하는 변형의 발생을 추측할 수 있다. 다니모토(谷本)와 요시오카(吉岡)는 고속 자동차 도로터널의 내공변위 계측결과를 분석하여 터널 S.L.근방의 내공변위가 150 mm를 초과하면 터널안정성 확보가 곤란하여 붕괴로 인한 공사지연의 사례가 많은 것으로 보고하고 있으며 터널 막장수평변위는 75 mm정도 발생하는 것으로 제시하고 있다(道廣一利 등, 2002; 櫻井宏親 등, 2000). 내공변위와 막장수평변위의 관계는 이처럼 간단하지 않고 사실상 초기축압계수, 응력전이현상, 주변지반의 물성 등 제요인의 복합작용으로 발생한다. 하지만 시공사례분석을 통한 경험적 방법으로 계측관리시 현장 시공자가 이를 고려할 경우 예측치 못한 문제발생에 미리 대비할 수 있을 것으로 판단된다.

이들 사례와 같이 터널 굴착 시의 막장수평변위가 수 10 mm를 초과하면 막장이 불안정하게 되어 붕괴에 도달할 가능성이 있으므로 몇 가지의 보조공법에 의한 막장 안정성 대책을 검토하여 막장자립을 확보할 필요성이 있는 것으로 생각된다.

본 연구에서는 터널반경이 5,770 mm로 신간선 4,750 mm보다 크므로 증가된 굴착면적을 고려하여 『지접 변형을 제어법』에 의해 터널반경(R), 한계 변형율(ϵ)로 구하여지는 반경방향 변위(δ_c)로서 $\delta_c = R \times \epsilon \approx 60$ mm를 막장변위의 관리치로 감소 적용하였다(김성열 등, 2008).

4.2 막장볼트 터널변위 억제효과

(1) 타설길이의 영향

볼트 타설 길이의 효과를 알아보기 위하여 타설 길이를 0.5D(6 m), 1D(12 m), 1.5D(18 m)로 변경시켜 보강 효과에 대해서 분석하여 보았다. 페이스볼트배치는 그림 11에서와 같이 1.5 m²에 1본(31개/단면)으로 볼트는 수평으로 타설한다.

해석케이스는 표 3과 같다. Overlap 길이는 0.5D와

1D길이의 경우는 각각 1/2 길이로 하고 1.5D길이의 경우 0.5D로 한다. 이와 같이 타설하면 5 D(60 m)굴착구간에서 0.5D 길이의 볼트의 경우는 20쉬프트, 1.0D의 볼트는 12쉬프트, 1.5D의 볼트는 6쉬프트 타설 공정이 필요하며 볼트길이가 짧을수록 작업공정은 많아진다.

보조공을 병용하지 않고 굴착한 경우 그림 12에서와 같이 dome상의 소성영역이 약 4.3 m정도 발생하고 있다. 따라서 페이스 볼트의 길이는 적어도 소성영역 이상은 되어야 할 것으로 생각된다.

그림 13은 수평(0°) 타설의 경우 페이스 볼트 길이별

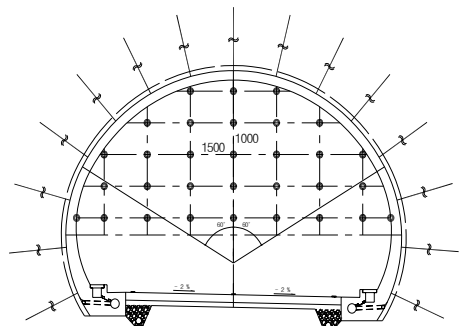


그림 11. 페이스볼트 배치(31개/단면)

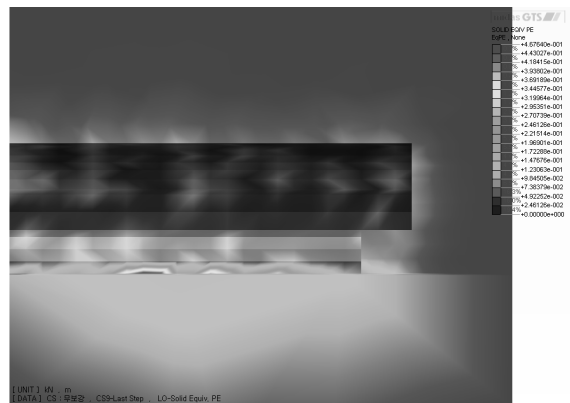


그림 12. 막장면 소성영역

표 3. 해석 케이스

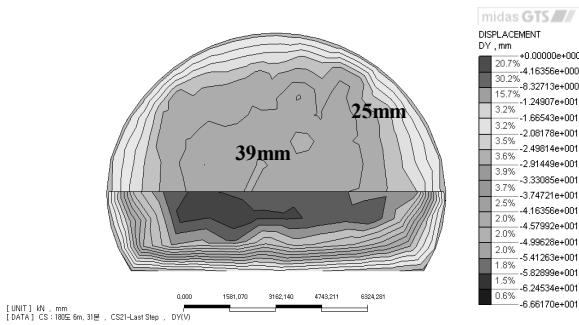
| 케이스 | 막장볼트 길이 | 볼트타설 회수 | 중첩길이 (m) | 비고 |
|---------|---------|---------|----------|--------|
| 케이스 I | 0.5D | 21 | 3 | D=12 m |
| 케이스 II | 1.0D | 12 | 6 | |
| 케이스 III | 1.5D | 6 | 6 | |

막장 밀려나오는 경향을 보여주고 있다. 케이스 I의 0.5D(6 m)길이 볼트는 1D(12 m)길이 볼트보다 변위량이 7 mm 정도 크다. 1.5D(18 m)길이 볼트는 1D길이 볼트적용 시 보다 변위가 약간 적지만 거의 비슷하다. 이것으로부터 페이스볼트의 길이가 증가함에 따라 변위억제효과가 증가하지만 일정길이 이상에서는 효과증가가 미미한 것으로 나타났다. 이상의 분석결과와 지표침하 선행변위가 막장 전방 2D전방에서 시작되는 점을 고려할 때 막장볼트길

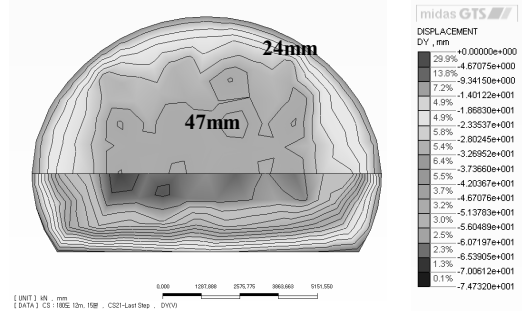
이는 1.0D이상으로 하는 것이 바람직 할 것으로 판단된다.

(2) 타설 밀도 영향

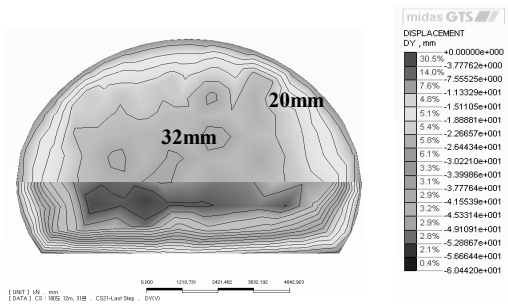
막장볼트의 타설 패턴은 격자상으로서 그 타설 밀도를 변경시켜 터널막장면의 변형거동에 어떠한 영향이 있는가에 대해 검토하였다. 타설 개수는 단면에 각각 15개, 31개, 47개의 3종류로 가정하였다. 이것은 2차선 도로 터널단면에서 각각 3.0, 1.5, 1.0 m²에 1개 타설하는



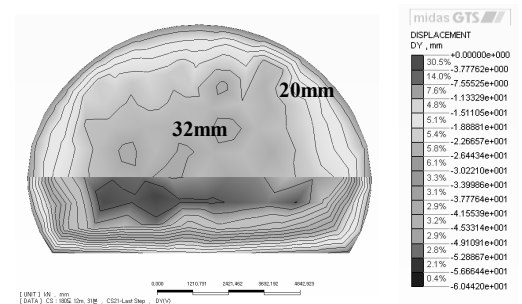
(a) 0.5D(6 m)



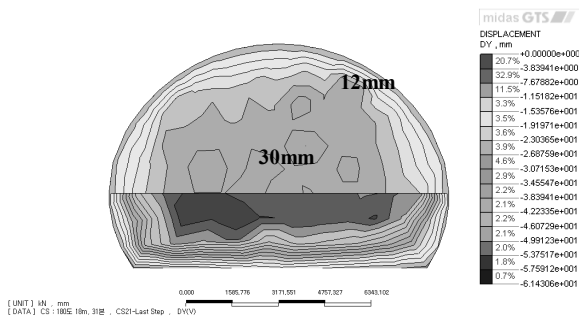
(a) 15개타설



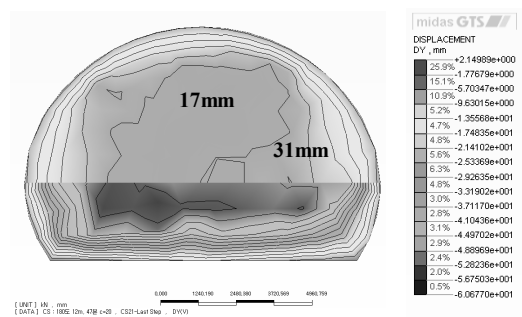
(b) 1.0D(12 m)



(b) 31개타설



(c) 1.5D(18 m)



(c) 47개타설

그림 13. 볼트 길이별 막장압출 수평변위

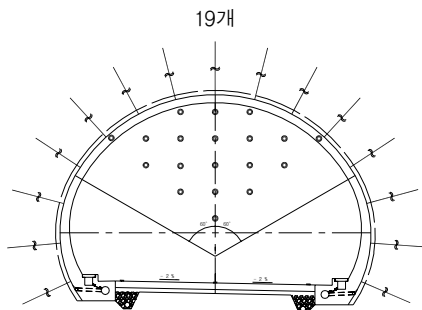
그림 14. 볼트 개수별 막장압출 수평변위

것과 같다. 그림 14(a), (b), (c)에 막장볼트를 격자상으로 15개, 31개, 47개 타설한 경우의 막장면에 있어서 막장수평변위를 나타낸다. 이들 그림에서 나타내듯 막장볼트를 15개 타설한 경우에는 무보강시에 비해 변위 감소율 63%, 31개와 47개 타설한 경우에는 각각 74.8%, 75.6%의 막장면 수평변위의 감소효과가 있는 것을 확인하였다. 또한 보조벤치 부분의 수평변위도 타설 개수가 증가함에 따라 억제되고 있는 것을 알 수 있었다. 하지만 터널 전단면에 있어서 막장볼트 타설 갯수는 경제

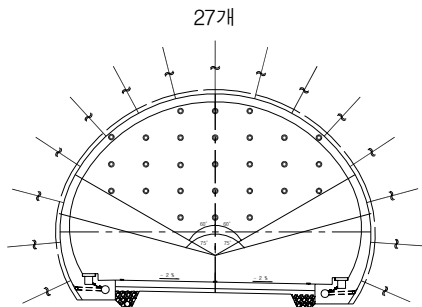
성, 시공성에 대한 고려와 아울러 허용수평변위를 만족하는 적정 소요개수선정이 요구된다. 본 대상지반의 조건에서 검토한 막장볼트를 병용한 보조벤치 병용 전단면공법의 경우에는 1.5 m²당에 1개씩 격자상으로 타설하는 것에 의해 막장면의 안정성을 확보할 수 있을 것으로 분석되었다(김성열 등, 2008).

(3) 보강 범위에 따른 영향

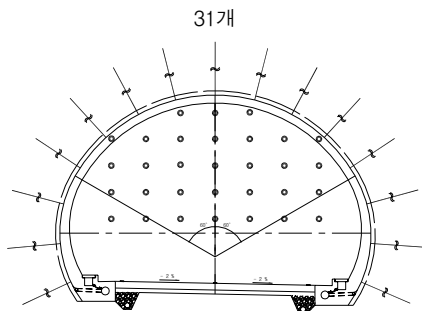
페이스볼트의 타설 범위에 따라 터널 막장 면에 어퍼



(a) 상부 반단면 120°

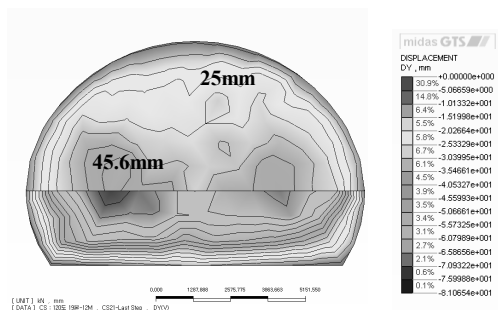


(b) 상부 반단면 150°

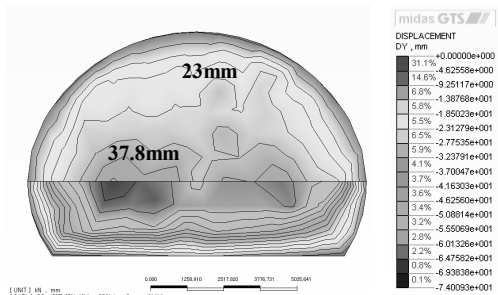


(c) 상부 반단면 180°

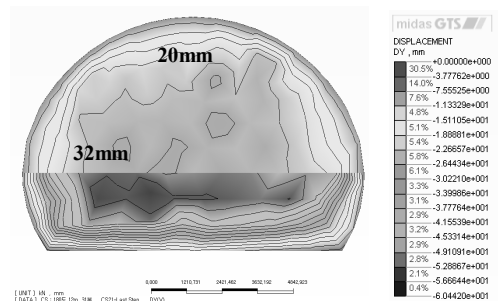
그림 15. 페이스볼트 타설 범위



(a) 상부 반단면 120°



(b) 상부 반단면 150°



(c) 상부 반단면 180°

그림 16. 페이스볼트의 타설 범위에 따른 변위 contour

표 4. 해석케이스

| 구 분 | 타설 범위 | 타설 개수 | 비 고 |
|---------|-------------|-------|--------------------------------------|
| 케이스 I | 상부 반단면 120° | 19 | 타설 밀도는 모두 1.5 m ² 에 1개 타설 |
| 케이스 II | 상부 반단면 150° | 27 | |
| 케이스 III | 상부 반단면 180° | 31 | |

표 5. 변위 해석결과 (단위: mm)

| 변위 | 케이스 무보강시 | 케이스 I (19개) | 케이스 II (27개) | 케이스 III (31개) | 비 고 |
|-----------|----------|-------------|--------------|---------------|---------|
| 막장최대 수평변위 | 127 | 45.6 | 37.8 | 32.0 | 4.1절 참조 |

한 영향이 생기는지에 대해 검토하여 보았다. 페이스볼트의 타설 범위는 상부 반단면의 중앙을 원점으로 상부 반단면의 120°, 150° 및 180°(그림 15(a), (b), (c) 참조)로 하였다. 볼트 타설 방향은 수평, 볼트 길이는 12 m로 타설 개수는 1.5 m²에 1개 타설하는 것으로 하였다.

해석케이스는 표 4와 같으며 막장부 수평변위에 대한 상대적인 비교를 목적으로 하였다.

변위 해석결과는 표 5 막장 면의 밀려나온 Contour는 그림 16(a), (b), (c)와 같다. 페이스 볼트를 120°구간에 타설한 경우는 상부 반단면의 압출량이 45.6 mm이고, 150°는 37.8 mm, 180°는 32.0 mm로서 변위 감소율은 무보강시(127 mm) 대비 각각 64%, 70.2%, 74.8%로 나타났다. 보강범위가 증가함에 따라 막장 수평 변위는 감소하나 그 차이는 미소한 것으로 판단되며 120°볼트 보강과 벤치병용으로 허용수평변위를 만족할 수 있는 것으로 나타났다.

4.3 막장평가기법 적용성

(1) 보강 전 터널막장거동

이론적인 막장평가기법과 3차원 유한요소법을 이용한 수치해석결과를 선정된 지반정수에 대해 비교 분석을 수행하였다. 수치해석에 적용된 설계제원 및 지반 입력정수는 아래와 같으며 해석결과는 표 6에 정리하였다.

$$\text{막장 단면적} = 46.74 \text{ m}^2,$$

$$\text{토피} = 36 \text{ m}, \text{ 터널 폭} = 12 \text{ m}$$

표 6. 막장 보강 전 평가결과

| 구 분 | 계산치 | 허용치 | 결 과 | 비 고 |
|------------|------------|-------------|-----|---------|
| Schofield | N=39.9 | Nc=8.2이하 | NG | 2.1절 참조 |
| 일본건설성토목연구소 | C/rD=0.088 | 0.13~0.16이상 | NG | 2.1절 참조 |
| 유한요소해석 | 127 mm | 60 mm이하 | NG | 4.1절 참조 |

표 7. 막장 보강 후 평가결과

| 구 분 | 계산치 | 허용치 | 결 과 | 비 고 |
|------------|-----------|-------------|-----|---------|
| Schofield | N=0.27 | Nc=8.2이하 | OK | 2.1절 참조 |
| 일본건설성토목연구소 | C/rD=12.9 | 0.13~0.16이상 | OK | 2.1절 참조 |
| 유한요소해석 | 32 mm | 60 mm이하 | OK | 4.1절 참조 |

지반등급 V_{II} 물성치 :

$$E = 150 \text{ MPa}, \nu = 0.33, C = 20 \text{ kN/m}^2,$$

$$\Phi = 30^\circ, r = 19 \text{ kN/m}^3$$

이상과 같이 이론식, 수치해석 모두 불안정으로 평가되었다.

(2) 막장볼트 보강 후 터널막장거동

4.3절의 (1)과 동일한 조건하에서 막장부에 페이스볼트를 타설한 경우에 대한 검토결과로 이론적인 평가 기법에는 보강으로 인한 등가압력과 등가 점착력을 산정하여 증가된 물성치를 적용하였다. 설계제원 및 지반 입력정수는 아래와 같으며 해석결과는 표 7에 정리하였다.

$$\text{막장부 등가압력 } P_{fac} = 146.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{등가 점착력 } C^* = 2,944.4 \text{ kN/m}^2$$

막장볼트 타설현황 :

재질 : 복합유리섬유(GFRP) Φ28.0 mm

(L = 12 m(1D), 보강범위 : 180°, 31개)

검토결과 이론식 과 수치해석 모두 안정으로 평가되었다.

5. 결 론

본 연구에서는 막장볼트의 타설형태에 따른 터널막장 거동을 종합적으로 분석하기 위하여 이론적인 평가기법과 3차원 유한요소법을 적용한 전산수치해석을 수행하였다.

연구를 통해 도출된 검토결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 막장 보강 페이스볼트는 타설 길이가 증가할 수록 변위억제 효과가 증가하나 일정길이 이상에서는 효과증가가 미미한 것으로 분석되었다. 대상 지반조건에 대해 수치해석, 시공성 및 경제성을 고려할 때 1.0D(D: 터널 폭)이상이면 변위억제 효과가 큰 것으로 분석되었다.
2. 막장의 자립이 문제되는 지반(V_{II})에 대해 막장볼트와 보조벤치병용 전단면을 병용하는 것이 가장 효과를 높일 수 있으며 타설밀도는 1.5 m^2 당 1개씩 격자상으로 타설하는 것이 가장 변위감소효과가 높은 것으로 분석되었다.
3. 타설범위와 관련하여 보강범위를 $120 \sim 180^\circ$ 로 하여 영향성을 분석하였다. 막장부 지층현황 및 굴착방식에 의해 의존하지만 비교를 위한 동일지층조건에 대해서 분석을 수행한 결과 보강범위가 클수록 변위감소는 증가하지만 150° 와 180° 의 경우 상반 120° 보강시에 비해 상대적으로 보강억제감소율은 크지 않은 것으로 나타났다.
4. 막장보강에 따른 물성치 평가제안식 Peila 등(1996)의 막장등가압력과 Grasso 등(1993)의 등가점착력을 이용하여 막장 보강 전·후의 막장안정성에 대해 검토한 결과 Schofield, 일본 건설성 토목연구소(土研)의 제안식 및 3차원 수치해석으로 평가한 결과를 검토한 결과 허용기준치 대비 약 1.3~6.125 배의 안전율을 확보하는 것으로 평가되었다. 그러나 중요한 경우에는 상기 제안식의 한계성에서 단독적 사용은 현실적이지 못하므로 수치해석적 평가를 병용할 필요가 있는 것으로 지적되고 있다.

터널의 막장거동은 주변지반조건, 지하수상태, 초기응력조건, 굴착공법 등 다양한 제요인에 의해 복합작용으로 영향을 받는다. 따라서 제한된 설계제원으로 평가를

수행한 본 연구결과가 광범위한 최적 설계기법으로 제시될 수는 없으며 설계조건과 부합되는 현장상황에 참고할 수 있음을 강조한다.

관련 전문적인 연구결과가 발표되고 있는 시점에서 국내 토사터널의 막장보강설계현황을 재조명하고 종합적인 검토를 통해 막장볼트 연구에 참여한다는 의도에서 연구가 진행되었다. 향후 지속적인 연구와 실험이 수행되어 보다 정량적이고 체계적인 평가기법이 도출되어 설계 및 시공현장에 적극 반영되어져야 할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 김영수, 이재호, 문충득, 김광일 (2008), 정량적인 막장안정성 평가 기법을 이용한 NATM터널의 보강공법평가, 한국지반공학회, Vol. 24, No. 2 pp. 35-45.
2. 김성열, 윤지선 (2008), FEM해석에 의한 막장볼트 및 보조벤치의 막장안정성 효과에 관한 연구, 터널과 지하공간, 제18권 6호, pp. 1-9.
3. 남기천, 허 영, 유광호 (2003), 파쇄대 암반에서 얇은 심도의 터널 굴착 시 막장 보강효과에 관한 연구, 터널기술, 제5권 제 4호, pp. 323-336.
4. 도덕현, 이재현, 고재만 (2003), 암반공동의 설계와 시공, pp. 98-106, 건설정보사.
5. 박도현, 김영근 (2007), 암반능력의 분포특성을 고려한 터널거동분석에 관한 연구, 터널기술, 제9권 3호, p. 280.
6. 배성호, 김재민, 김장순, 박의섭 (2007), 국내 암반 초기응력의 전반적 분포특성과 공학적 중요성, 춘계 지질과학기술 공동 학술대회, pp. 310-312.
7. 유충식, 신현강 (2000), 수평 보강재로 보강된 터널막장의 거동, 터널기술, pp. 130-138.
8. 윤지선 (2005), 토목지질학, pp. 235-241, 미래기술.
9. Barton, N. and Bieniaski, Z.T. (2008), KMR and Q-setting records straight, tunnels & tunnelling international, February, pp. 26-29.
10. Peila, D., Oreste, P.P. and Pelizza, S. (1996), "Study of the influence of sub-horizontal fiber glass pipes on the stability", Proc. Int. Conf. on North American Tunneling 96, Vol. 1, pp. 425-431.
11. 岩井勝彦·中田雅博·矢野寛 (1998), トンネル切羽安定性の評価手法に關する一考察, トンネルと地下, Vol. 29, No. 3, pp. 41-48.
12. 東博秋·早瀬邦仁·淺井貞一 (1998), ため池の点在す

-
- る地域を小かぶり施工,トンネルと地下, Vol. 29, No. 8, pp. 19-27.
13. 申僖淳·鮮于椿·李斗禾 (2004), 토목기술자를 위한 地質調査 및 岩盤分類, pp. 221-238, 구미서관.
 14. 道廣一利·吉岡尙也 (2002), 鏡止めボルトの作用効果を三次元 FEMで解析,トンネルと地下, 第33巻, 6号, pp. 43-48.
 15. 櫻井宏親·道廣一利·吉岡尙也 (2000), 鏡止めボルトたする變位抑制に關する數値解析的 研究, 第10回トンネル工學研究發表會, pp. 33-38.
 16. 徐景源 (2006), 新たな切羽ボルトの打設パターン關する研究, pp. 151-180.

