가압지보 터널공법 개발 및 현장적용 사례 분석

김대영^{1*}, 이홍성², 이세진³, 이희광⁴, 심보경⁵

Development of pressurizing support tunneling method and case study of its field application

Dea-Young Kim, Hong-Sung Lee, Se-Jin Lee, Hee-Kwang Lee, Bo-Kyoung Sim

ABSTRACT The pressurizing support tunneling method has been developed that overcomes shortcomings of conventional trenchless methods and applied to the field. The main concept of the new method is the pressurization system which, by means of pressurization bag between outer flange of steel ribs and excavated perimeter, applies higher pressure than the pressure relaxed by excavation to the ground to prevent ground displacement. The stability of the support members and effect of displacement control of the new method were verified through 3D numerical analyses. The new method was applied to the construction of a 10.7 m wide, 7.9 m high and 85 m long ramp tunnel that passes under OO Expressway. By applying the new method, the tunnel construction was successfully completed in 13.5 months which decreases construction time to 35% compared to conventional methods, and ground displacement was almost negligible.

Keywords: Trenchless method, pressurizing support, numerical analysis, field application

요약 본 연구에서는 기존 구조물 하부 통과공법의 문제점을 해결하기 위해 새롭게 가압지보 터널공법을 개발하고 이를 현장에 적용하였다. 가압지보 터널공법은 H-beam으로 제작한 강재의 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 자루형태의 토목섬유를 삽입한 후 시멘트 밀크를 가압 그라우팅하여 지반에 압력을 가함으로써 굴착시 발생한 지반변위를 회복시킬 수 있는 공법이다. 3D 수치해석을 통해 개발된 공법의 변위제어 효과 및 부재의 안정성을 검증하였다. 또한 OO고속도로 하부 구간에 폭 10.7 m, 높이 7.9 m, 연장 85 m의 도로터널에 적용하였다. 현장적용 결과 상부지반의 변위를 거의 발생시키지 않고 굴착을 완료하였으며 공법 대비 공사기간을 약 35% 단축하였다.

주요어: 비개착 공법, 가압지보, 수치해석, 현장적용

접수일(2012.07.10), 수정일(2012.07.17), 게재확정일(2012.07.23)

¹정회원, 현대건설 연구개발본부, 수석연구원

²정회원, 현대건설 연구개발본부, 책임연구원

³정회원, 현대건설 연구개발본부, 책임연구원

⁴정회원, 현대건설 연구개발본부, 연구원

⁵비회원, 현대건설 연구개발본부, 연구원

*교신저자: 김대영 (E-mail: dykim@hdec.co.kr)

1. 서 론

최근 교통인프라 시설을 확충하는 과정에서 도심지 구간의 지하철, 지하차도 및 입체교차로를 건설하기 위한 비개착 터널의 건설이 증가하고 있다. 이러한 비개착 터널은 일반적으로 아칭효과가 발현될 수 있는 충분한 토피고를 확보할 수 없고, 상부 지질조건이 불량하여 상부 지반침하 방지 및 구조물 안전성 확보에 많은 어려움이 있다. 기존에는 비개착 터널 시공 시 지반침하를 억제하기 위해 대구경($\Phi 800 \sim 2,000$ mm) 파이프를 지반에 압입하고 그 내부에 철근 콘크리트 구조체를 형성한 후 터널을 굴착하는 공법이 주로 적용되었다. 하지만 대형구조물을 구축함에도 불구하고 수동적 구조의 한계로 인해 과대 변위 발생, 대구경 파이프 압입시 전석 제거 등으로 인한 지반침하, 대규모 반력벽 설치와 전용 장비의 필요 및 이에 따른 공기지연과 재원낭비 등의 문제가 빈번히 발생하고 있다(김대영 등, 2011, 2012c).

본 연구에서는 이러한 기존 비개착 터널공법의 문제점을 개선하기 위해 가압지보 터널공법(PSTM, Pressurizing Support Tunneling Method)을 개발하였다. 또한 3D 수치해석을 통해 공법의 효과 및 안정성을 검증하였으며 실제 현장적용 결과 분석을 바탕으로 공기단축 및 변위억제 효과를 확인하였다.

2. 가압지보 터널공법 개발

2.1 가압지보 터널공법 개요

가압지보 터널공법은 가압지보를 사용하여 터널굴착 시 발생한 지반변위를 복원시킬 수 있는 공법으로 슬립한 구조물로도 지반변위를 효과적으로 억제할 수 있을 뿐만 아니라 기존의 비개착 터널공법에 필수적인 대형 파이프 압입 및 이를 위한 반력벽을 설치하지 않아 공사비를 절감하고 공사기간을 획기적으로 단축시킬 수 있다.

가압지보 터널공법의 시공순서는 다음과 같다. 예상 굴착면의 외주면에 굴착 진행방향으로 직천공 강관보강 그라우팅($\Phi 114$ mm)을 미리 설치한다. 1막장 굴착 후 강지보(H-Beam)를 설치하고 H-Beam 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 자루형태의 토목섬유백(가압백)을 삽입한 후 시멘트 그라우트재를 사용하여 그라우팅하면 굴착면과 H-Beam 외부 플랜지면 사이는 단단한 시멘트 페이스트가 채워진 가압백에 의해 압력을 받게된다(그림 1 참조). 이 압력의 크기를 굴착으로 인한 이완하중 이상으로 작용시키면 굴착시 발생한 지반의 변위를 복원시킬 수 있다. 이후 강지보 사이에 슛크리트를 타설하고 다음 단계 굴착을 실시하며, 이러한 과정을 반복하여 굴착을 완료한다.

그림 1. 가압지보 터널공법의 개념

앞서 서술한 시공과정에서 가압백 그라우팅 시 그라우팅 압력을 일정하게 제어하지 못할 경우 주변지반이 융기되어 인근 구조물에 손상을 입힐 수 있으며, 반대로 지반으로의 압력 전달이 충분하지 못할 경우 지반 침하가 발생할 수 있다. 따라서 가압지보 터널공법 적용 시 일정한 압력으로 가압백 그라우팅을 수행하는 것이 매우 중요하다. 이러한 조건을 실현시키기 위해 자동 정압/정량 그라우팅이 가능한 인텔리전트 그라우팅 시스템을 개발하여 적용하였다. 인텔리전트 그라우팅 시스템은 펌프, 다중 주입시스템, 자동제어 프로그램으로 구성되어 있으며, 동시에 여러개의 주입홀에 정확한 정량/정압 자동 그라우팅을 수행할 수 있는 시스템이다. 가압백 그라우팅에 적용된 인텔리전트 그라우팅 시스템은 그림 2와 같다.

그림 2. 인텔리전트 그라우팅 시스템

2.2 가압지보의 원리

본 연구에서 개발한 가압지보 터널공법은 굴착 후 가압지보 설치의 연속적인 과정을 통해 시공된다. 이때 터널 주위의 응력상태는 굴착시 터널 주위로 σ_r (반경방향응력) $<$ σ_θ (접선방향응력)의 응력상태(주동 응력조건으로 정의)로 소성영역이 발생하게 되고 이후 가압지보를 설치하면 터널 주위로 반경방향응력(σ_r)은 증가하고 접선방향응력(σ_θ)은 감소해 $\sigma_r > \sigma_\theta$ 의 응력상태(수동 응력조건으로 정의)에 도달하게 된다. 가압지보 터널공법의 원리를 지반의 탄소성 거동을 통해 해석하면 다음과 같다(김대영 등, 2012a, 2012b).

2.2.1 탄소성 거동

터널 굴착 및 가압지보 설치에 따른 터널 주위의 응력체계를 탄성영역과 소성영역으로 나누어서 설명하면 그림 3과 같다.

(a) 탄성영역의 응력해 ($r > b$)

김태섭 등(2010)은 가압식 압축형 지반앵커 시공시 천공과 가압 그라우팅에 따른 천공홀 주변 지반의 거동을 Kirsh의 해와 소성응력, 변위 분석을 통해 제시한 바 있다. 이와 유사하게 굴착 및 가압지보 설치시 터널 주위에 발생하는 탄·소성 영역은 그림 3과 같다. 이때 터널 벽면에 작용하는 압력을 P_i 라고 하면 탄성영역에서 반경 및 접선방향 응력상태는 Kirsh의 해에 의해서 식 (1)과 같이 산정할 수 있다.

그림 3. 탄성영역과 소성영역

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_h \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + P_i \left(\frac{a^2}{r^2}\right) \\ \sigma_\theta &= \sigma_h \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - P_i \left(\frac{a^2}{r^2}\right)\end{aligned}\quad (1)$$

여기서, σ_r : 반경방향 응력, σ_h : 초기지중응력, a : 터널반경, r : 터널 중심으로부터 임의의 반경
 σ_θ : 접선방향 응력, P_i : 터널 벽면에 작용하는 압력

(b) 소성영역의 응력해 ($a \leq r \leq b$)

굴착 및 가압지보 설치시 터널 주위에 소성영역이 발생하게 되면 발생한 소성영역($a \leq r \leq b$)의 응력상태는 더 이상 Kirsh의 해를 따르지 않는다. 소성영역에서의 응력상태는 주동, 수동응력조건에 따라 다음과 같이 유도할 수 있다.

① 주동응력조건 (터널 굴착시, $\sigma_\theta > \sigma_r$)

주동응력조건에서 반경방향응력(σ_r)은 최소주응력, 접선방향응력(σ_θ)은 최대주응력이 된다. Mohr-Coulomb의 파괴기준을 채택하면 σ_r 과 σ_θ 의 관계는(소성영역 내에 한하여) 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_\theta = \sigma_c + k \sigma_r \quad (2)$$

여기서, $\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$, $k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$, c : 지반의 점착력, ϕ : 지반의 내부마찰각

축대칭조건의 평형방정식은 식 (3)과 같다.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3)$$

식 (2)를 식 (3)에 대입하고 $\sigma_r(r=a) = P_i$, $\lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_r = \sigma_h$ (초기지중응력) 라는 경계조건을 이용하면, 소성영역에서의 반경방향응력 및 접선방향응력은 식 (4), (5)와 같다.

$$\sigma_r = \left(P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{k-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_c + k \left[\left(P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{k-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \right] \quad (5)$$

② 수동응력조건 (가압지보 설치 시, $\sigma_r > \sigma_\theta$)

앞서 서술하였듯이 수동응력조건에서는 주동응력조건과 달리 최대 · 최소 주응력이 회전하게 된다. 따라서 수동응력조건에서 Mohr-Coulomb의 파괴 기준은 다음의 식 (6)과 같다.

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_c + k \sigma_\theta \\ \therefore \sigma_\theta &= -\frac{1}{k} \sigma_c + \frac{1}{k} \sigma_r \end{aligned} \quad (6)$$

앞서 주동응력조건과 같은 방법으로 수동응력조건에서 응력상태를 식 (7), (8)과 같이 유도할 수 있다.

$$\sigma_r = \left(P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{1}{k}-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \quad (7)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{1}{k} \sigma_c + \frac{1}{k} \left[\left(P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{1}{k}-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \right] \quad (8)$$

이때, 연속성의 법칙에 의해서 주동응력조건 및 수동응력조건에서의 소성영역의 반경 b 는 각각 식 (9)와 식 (10)으로 나타낼 수 있다.

$$b = a \left[\left(\frac{2\sigma_h^\infty - \sigma_c}{k+1} + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \frac{1}{P_i + \frac{\sigma_c}{k-1}} \right]^{k-1} \quad (\text{주동응력조건, 터널 굴착시}) \quad (9)$$

$$b = a \left[\left(\frac{2\sigma_h^\infty - \frac{\sigma_c}{k}}{\frac{1}{k} + 1} + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \frac{1}{P_i + \frac{\sigma_c}{k-1}} \right]^{\frac{1}{\frac{1}{k}-1}} \quad (\text{수동응력조건, 가압지보 설치 시}) \quad (10)$$

2.2.2 탄소성 영역의 변위해석

탄성영역의 반경방향 변위는 앞서와 마찬가지로 Kirsh의 해에 의해서 식 (11)과 같이 산정할 수 있다.

$$u_r = \frac{a^2}{2Gr}(\sigma_h - P_i) \quad (11)$$

여기서, u_r : 반경방향 변위, G 는 전단탄성계수

또한 소성영역의 변형률을 정의하기 위해 소성유동법칙을 사용하며, 이때 체적팽창 효과가 중요할 경우에는 식 (12)의 비연합유동법칙(non-associated flow rule)이 주로 채택된다.

$$Q(\sigma_r, \sigma_\theta) = \sigma_\theta - K_\psi \sigma_r - 2c\sqrt{K_\psi} = 0 \quad (\text{주동응력조건, 터널 굴착시}) \quad (12)$$

여기서, Q : 소성포텐셜함수(plastic potential function), $K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$,

ψ : 지반의 체적 팽창각

소성변형률은 소성유동법칙을 통해서 식 (13), (14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$d\epsilon_\theta^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_\theta} = \lambda \quad (13)$$

$$d\epsilon_r^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_r} = -\lambda K_\psi \quad (14)$$

여기서, λ : 비례상수, ϵ_θ^p : 접선방향 소성변형률, ϵ_r^p : 반경방향 소성변형률

반경방향 및 접선방향 변형률은 탄성영역과 소성영역에서 변형률의 합으로 나타낼 수 있으며 각각 식 (15), (16)과 같다.

$$\epsilon_r = \frac{du_r}{dr} = \epsilon_r^e + \epsilon_r^p = \epsilon_r^e - K_\psi \epsilon_\theta^p \quad (15)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u_r}{r} = \epsilon_\theta^e + \epsilon_\theta^p \quad (16)$$

식 (16)에 K_ψ 를 곱하고 식 (15)에 대입하면 식 (17)과 같은 함수를 얻을 수 있다.

$$\frac{du_r}{dr} + K_\psi \frac{u_r}{r} = \epsilon_r^e + K_\psi \epsilon_\theta^e = f(r) \quad (17)$$

식 (17) 방정식의 경계조건은 식 (18)과 같다.

$$u_{r(r=b)} = \frac{b}{2G} (\sigma_h - \sigma_{r(r=b)}) \quad (18)$$

따라서 식 (17)을 풀면 주동응력조건(터널 굴착시)에서 반경방향 변위는 식 (19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$u_r = \frac{1}{2G} r^{-K_\psi} [C(1-2\mu)(b^{K_\psi+1} - r^{K_\psi+1}) - D(b^{K_\psi-1} - r^{K_\psi-1})] + u_{r(r=b)} \left(\frac{b}{r}\right)^{K_\psi} \quad (19)$$

(주동응력조건, 터널 굴착시)

$$\text{여기서, } C = \frac{(\sigma_h - \sigma_{r(r=b)})b^2 - (\sigma_h - p_i)a^2}{b^2 - a^2}, \quad D = \frac{a^2 b^2 (\sigma_{r(r=b)} - p_i)}{b^2 - a^2}$$

또한 수동응력조건(가압지보 설치 시)의 경우 최대, 최소 주응력의 회전으로 인하여 식 (12)의 소성포텐셜함수(plastic potential function)는 식 (20)과 같고, 같은 방법으로 유도하면 수동응력조건에서 반경방향 변위는 식 (21)과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q(\sigma_r, \sigma_\theta) = \sigma_r - K_\psi \sigma_\theta - 2c\sqrt{K_\psi} = 0 \quad (\text{수동응력조건, 가압지보 설치 시}) \quad (20)$$

$$u_r = \frac{1}{2G} r^{-\frac{1}{K_\psi}} \left[C(1-2\mu) \left(b^{\frac{1}{K_\psi}+1} - r^{\frac{1}{K_\psi}+1} \right) - D \left(b^{\frac{1}{K_\psi}-1} - r^{\frac{1}{K_\psi}-1} \right) \right] + u_{r(r=b)} \left(\frac{b}{r} \right)^{\frac{1}{K_\psi}} \quad (21)$$

(수동응력조건, 가압지보 설치 시)

일반적인 비개착 터널의 경우 토피가 작은 구간에 건설되므로 앞서 유도한 식의 가정조건(무한한 평판에서의 응력상태)과 정확하게 일치하지는 않을 수 있지만, 식 (19)와 식 (21)의 지반반응곡선의 해를 적용하여 개념적으로 터널굴착과 가압지보 설치에 따른 터널의 반경방향 변위 복원의 원리를 설명할 수 있다.

2.2.3 가압지보의 원리

Carranza-Torres et al.(2000)이 제시한 내공변위 제어법 중 지반반응곡선과 지보재 특성곡선을 사용 하여 가압지보 터널공법의 원리를 설명하면 그림 4와 같다(kim et al., 2012). 일반 터널 굴착의 경우 그림 4의 D시점(굴착으로 인해 OD 만큼 지반침하가 발생한 시점)에서 지보재를 설치한 후 다음 단계 굴착을 실시하면 추가적인 지반침하와 함께 지보압이 증가하여 최종 지보압은 IE가 되며, 그 때의 터널 내공변위는 OI 만큼 발생하게 된다. 반면 가압지보 터널공법은 동일한 시점(그림 4의 D시점)에 강성이 큰 가압지보를 설치 한 후 그라우팅 압력을 초기지반의 압력만큼 작용시켜 주면 지반반응곡선은 B에서 A점(굴착전 지반상태)으로 이동하여 지반 변위가 원상태로 복원된다. 이후 다음단계 굴착을 실시하면 미소한 지반침하가 발생하게 되어 최종 내공변위는 OI' 만큼 발생하게 되며, 최종 지보압은 가압 효과로 인해 I'E' 만큼 작용하게 된다. 즉 가압지보 터널공법은 지반반응 곡선-지보재 특성곡선상에서 상대적으로 선행지보의 효과를 얻을 수 있으며 따라서 터널 굴착으로 인한 내공변위량이 일반 터널의 OI에서 OI'으로 감소하게 됨을 지반반응곡선을 통해 증명할 수 있다.

그림 4. 가압지보 터널공법의 지보 원리

그림 5. 3D 수치해석 요소망

3. 수치해석적 검증

3.1 3D 수치해석 개요

가압지보 터널공법의 현장적용에 앞서 변위억제 효과 및 안정성을 검증하기 위해 3D 수치해석을 수행하였다. 3D 수치해석에 사용된 프로그램은 MIDAS-GTS Ver. 3.00이며, 적용모델은 Mohr-Coulomb model을 사용하였다. 해석 모델링시 지보재는 강관($\Phi=114$ mm, 500 mm간격), 강지보($300 \times 300 \times 10 \times 15$ mm), 슛크리트(두께 50 mm), 내부 라이닝으로 모델링하였으며, 토압계수는 0.5를 적용하였다. 또한 상부에는 15.0 kN/m^2 의 교통하중이 상재하중(등분포 하중)으로 작용하는 것으로 모델링하였으며 1회 굴진장은 100 cm를 적용하였다. 3D 수치해석에 사용된 요소망은 그림 5와 같다. 또한 3D 수치해석에 적용된 지반 및 지보재의 물성치는 표 1, 표 2와 같다.

3.2 수치해석 결과

3D 수치해석 결과 굴착 후 가압지보 설치 효과로 인해 관통시 최대 지반변위는 천단침하 2.15 mm, 측벽변위 0.88 mm에 불과한 것으로 나타났다(그림 6, 표 3 참조). 또한 강지보재에 작용하는 최대 휨압축응력은 1,293 kPa, 슛크리트에 작용하는 최대 휨압축응력은 199 kPa로 나타나 지보재에 작용하는 응력은 모두 허용치 이내로 안전한 것으로 나타났다.

따라서 3D 수치해석을 통해 지반변위와 지보재 응력을 검토한 결과 본 연구에서 개발한 가압지보 터널공법은 그 안정성을 충분히 확보할 것으로 판단된다.

표 1. 3D 해석에 적용된 지반 물성치

구분	탄성계수 (MPa)	포아송비	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	마찰각 (°)
풍화토	200	0.30	22.0	30.0	33

표 2. 3D 해석에 적용된 지보재 물성치

구분	변형계수 (MPa)	포아송비	단위중량 (kN/m ³)	비 고
강지보재	210,000	0.30	78.5	
고강도 슛크리트	26,000	0.25	25.0	
강지보+철근 콘크리트지보	210,000	0.30	78.5	합성물성치 적용
스�크리트+철근 콘크리트지보	26,000	0.25	25.0

그림 6. 3D 수치해석 결과

표 3. 3D 수치해석 결과

구분	지반변위		지보재 힘응력	
	천단침하	측벽변위	강지보	슛크리트
최대값	2.15 mm	0.88 mm	1,293 kPa	199 kPa

4. 현장적용

4.1 현장 개요

가압지보 터널공법은 그림 7(a)와 같이 OO택지개발 부지조성현장 OO고속도로(왕복 8차선, 일평균 약 60만대의 교통량) 하부 통과구간에 적용하였다(김대영 등, 2011, 2012a). 해당 구간은 당초 기존 비개착 공법으로 설계되었으나 그림 7(b)와 같이 최소토피가 약 80 cm에 불과하고, 곡선 시공 및 굴착면에 수로박스가 존재하는 등(그림 7(c) 참조) 기존 비개착 공법으로는 시공이 불가능하여 본 연구에서 개발한 공법을 적용하였다. 그림 8의 도면과 같이 터널의 길이는 약 85 m(실 굴착 거리) 이며, 폭 10.7 m, 높이 7.9 m 이다.

(a) 현장위치 (b) 최소토피 약 80 cm 구간 시공 (c) 굴착면에 존재하는 수로박스
그림 7. 현장 위치 및 시공조건

(a) 평면도

(b) 횡단면도(10.7×7.9 m)

(c) 종단면도

(d) 지보재 설치도

그림 8. 설계 도면

4.2 강지보재 설계 및 구조검토

가압지보 터널공법의 주요 지보재 중 하나인 강지보재의 구조검토를 통하여 안정성을 평가하였다. 해석 프로그램은 MIDAS-CIVIL를 사용했으며 폭 10.4 m, 높이 7.6 m인 단면(H-Beam 중심간 거리 기준)에 작용하는 설계하중(포장두께: 0.3 m, 토피(포장 포함): 1 m 적용)을 에 대하여 구조검토를 실시하였다. 강지보 구조해석 검토 단면은 그림 9와 같다.

구조해석에 적용된 하중은 고정하중과 활하중으로 구분하여 산정하였다. 이때 활하중은 「도로교 설계편람」에 의거하여 토피가 1.0 m 이하일 때 식 (22) 및 표 6을 적용하여 산정하였다. 앞선 3D 수치해석에서는 1.0 m 씩 단계별 굴착을 모사했을 때도 지보재의 부재력이 모두 허용치 이내로 만족하였으나, 실제 설계 및 시공에서는 안전율을 고려하여 0.7 m 씩 굴착하도록 하여 최종적으로 표 4와 같이 하중을 산정하고 해석에 적용하였다.

그림 9. 강지보 구조 해석 단면

표 4. 구조해석 적용 고정하중

하중 형태		단위중량(kN/m ³)	두께(m)	하중(kN/m ²)	굴착폭(0.7 m) 고려 하중(kN/m ²)
고정하중	콘크리트(포장)	23.0	0.30	6.90	14.81
	버림 콘크리트	23.0	0.15	3.45	
	쇄석	20.0	0.35	7.00	
	토사	19.0	0.20	3.80	
활하중	차량하중	-		37.82	26.47

$$P_{vl} = 2P_r \cdot (1+i)/(B \cdot W_1) = P_r \cdot (1+i)/\{1.5 \cdot (0.2+2H)\} \quad (22)$$

여기서, P_{vl} : 암거상면에 작용하는 활하중에 의한 연직하중

P_r : 차륜하중(DB-24인 경우 9.6 tonf)

i : 충격계수(표 5 참조)

B : 차량의 점유폭

H : 토피 두께

W_1 : 활하중의 종방향 분포폭 ($W_1 = 2H + 0.2$)

산정된 하중을 바탕으로 「도로교설계편람」에 의거하여 표 6과 같은 하중조합에 대한 구조해석을 수행하였다. 이때 현장의 지형적 조건에 의해 시·종점부 일부 구간에 편토압이 작용하는 것으로 판단되어 편토압 하중 조건을 고려하여 해석을 실시하였다. 그림 10는 해석에 적용된 하중 재하도를 나타낸 것이다.

표 5. 토피 두께에 따른 충격계수

토피두께(D)	$0.15 \text{ m} \leq D \leq 1.0 \text{ m}$	$1.0 \text{ m} < D \leq 2.0 \text{ m}$	$2.0 \text{ m} < D \leq 3.0 \text{ m}$	$3.0 \text{ m} < D$
충격계수(i)	0.300	0.200	0.100	0.000

표 6. 하중조합(편토압 조건 고려)

조합	하중 종류							
	고정하중 (지하수위 미고려)	고정하중 (지하수위 고려)	활하중	토압 (지하수위 미고려)	토압 (지하수위 고려)	수압	편토압 (지하수위 미고려)	편토압 (지하수위 고려)
1	1.00			1.00				
2	1.00			0.50				
3	1.00		1.00	1.00				
4	1.00		1.00	0.50				
5		1.00			1.00	1.00		
6		1.00	1.00		1.00	1.00		
7	1.00			1.00			1.00	
8	1.00			0.50			0.50	
9	1.00		1.00	1.00			1.00	
10	1.00		1.00	0.50			0.50	
11		1.00				1.00		1.00
12		1.00	1.00			1.00		1.00

그림 10. 하중재하도

해석결과는 표 7 및 그림 11과 같이 수직부재에는 휨압축응력 = 138.99 MPa(허용휨압축응력(= 210.0 MPa), 압축응력 = 13.94 MPa(허용압축응력(160.75 MPa)), 전단응력 = 68.84 MPa(허용전단응력(120.0 MPa))로 나타나 수직부재는 작용하중에 충분히 저항할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 수평부재에는 휨압축응력 = 129.24 MPa, 압축응력 = 16.13 MPa, 전단응력 = 38.87 MPa 이 작용하는 것으로 나타나 허용응력 기준을 충분히 만족하는 것으로 나타났다.

이는 가압지보 터널공법의 주요 지보재인 강관보강 그라우팅과 슛크리트의 지보성능은 전혀 고려하지 않고 작용하중을 모두 강지보재가 부담하는 상태에서의 해석결과로 매우 보수적인 설계

이다. 김대영 등(2009)은 강관다단 그라우팅의 하중분담효과를 고려한 수치해석법을 제안한바 있으며, 하태욱 등(2008)은 강지보와 숏크리트의 지보 성능을 동시에 고려한 부재력 평가방법을 제시한 바 있어 향후 가압지보 터널공법에 적합한 부재력 평가법에 대한 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

표 7. 구조해석 결과

	수직부재	수평부재	허용응력	비 고
휨 모멘트 (kN·m)	254.58	228.49	-	
전단력 (kN)	278.78	157.49	-	
휨 압축응력 (MPa)	138.99	129.24	210.00	O.K
압축응력 (MPa)	13.94	16.13	160.75	O.K
전단응력 (MPa)	68.84	38.87	120.00	O.K

그림 11. 구조해석 결과

4.3 직천공 강관 직진성 검증시험

앞서 설명한 바와 같이 가압지보 터널공법 시공시 굴착면 외주면을 따라 설치된 직천공 강관보강 그라우팅(그림 1 참조)은 굴착시 발생하는 상부 및 측벽부의 하중(토압)을 효과적으로 분담하게 된다. 만약 강관 시공시 선형에 큰 오차가 발생한다면 강관의 하중 분담효과가 감소하거나 굴착 과정에서 강관을 절단해야 하는 경우가 발생할 수 있어 터널 안정성에 영향을 미칠 수 있다. OO택지개발 부지조성현장의 경우 그림 12와 같이 강관($\Phi 114$ mm)이 시점부와 종점부에서 양방향으로 50 cm 간격으로 36~38 m 길이로 평행하게 시공되었으며, 시공전 직천공 강관 직진성 시험을 통해 강관의 선형확보를 검증하였다. 시험 장소는 OO택지개발 2공구 내 암버력 성토구간 임시도로로 토피고는 1 m이며 시험 전경은 그림 13과 같다.

36 m 길이에 대해 2회 시험 시공한 결과 1회(하향 7 mm 변위발생), 2회(상향 14 cm, 수평 25 cm 변위 발생) 모두 시방기준을 충분히 만족하는 것으로 나타나 직천공 강관의 시공성 및 안정성을 검증하였다.

그림 12. 직천공 강관 설치 평면도

(a) 시험 전경

(b) 변위량 측정을 위한 굴착

(c) 변위량 측정

그림 13. 직천공 강관 직진성 검증시험 전경

4.4 시공과정

가압지보 터널공법의 시공과정은 그림 14, 15와 같다. 먼저 굴착전 직천공 강관보강 그라우팅(그림 15(a))을 굴착면 외주면을 따라 시공하고 막장면 보강을 위해 네일링을 설치(그림 15(b))한다. 굴착(그림 15(c)) 후 강지보재(H-Beam)을 설치(그림 15(e))하고 가압백 그라우팅(그림 15(f)) 및 강지보 사이 슛크리트를 타설(그림 15(g))한다. 이러한 과정을 반복하여 굴착이 완료되면 방수작업 후 콘크리트 라이닝을 설치(그림 15(h))함으로써 시공이 완료된다. 즉 가압지보 터널공법은 굴착-스�크리트 타설-강지보 설치-가압백 그라우팅의 반복적인 과정을 통해 시공되며 일반 터널 굴착 공법과 유사한 방식을 취함으로써 공정이 매우 단순한 장점이 있다.

그림 14. 시공 순서도

그림 15. 시공 전경

4.5 작업 사이클 및 굴착 속도 분석

가압지보 터널공법은 그림 14, 15와 같이 굴착 후 지보작업을 반복하는 일반 터널 시공법과 유사한 작업공정을 가지고 있다. 이때 1사이클 작업(1막장 굴착 후 지보 설치) 동안 각 공정별 세부 작업내용과 실제 작업시간을 측정하여 나타내면 그림 16과 같다. 그림 16과 같이 가압지보 터널 공법의 1사이클 당 작업시간은 약 580분(9시간 40분)이며(폭 10.7 m × 높이 7.9 m 기준) 1일 작업 시 약 1.03 cycle/day 시공이 가능하다. 시·중점부에서 양방향 동시 굴착을 수행하고 지반 조건에 따라 1사이클당 0.7 m~1.0 m 굴착을 가정하면 최대 36.1~51.5 m/month(1달 작업 일수 25일 가정)의 시공이 가능하다. 만약 지반조건이 불리하여 굴착면 전방의 안정성을 확보하기 위해 전면 보강 네일링 작업을 수행할 경우(12 m 시공, 4 m 중첩, 3일 양생)를 고려하면 최대 27.4~39.1 m/month의 속도로 굴착이 가능하다.

이러한 시공속도는 기존 비개착 공법에 비교하여 2배 이상 뛰어난 것으로, 가압지보 터널공법이 굴착 및 지보를 동시에 실시하며 공법의 특성에 기인한 것으로 판단된다.

실제 OO택지개발 부지조성현장에 적용된 가압지보 터널공법의 굴착공사기간은 2011년 5월~2011년 8월로 약 3.5개월 만에 85 m 굴착 구간(폭 10.7 m × 높이 7.9 m)을 관통하여 약 24.3 m/month의 시공속도를 보였다. 이는 굴착공사 기간 동안 장마철 폭우로 인해 20일 가량 작업이 중단되었음에도 불구하고 동일 현장의 인접구간에서 시공한 기존 비개착 공법에 비해 약 35% 공기를 단축한 것으로써 가압지보 터널공법의 공기단축 효과를 확인할 수 있었다.

그림 16. 굴착 및 지보작업 사이클

4.6 지반변위 계측 결과 및 분석

가압지보 터널공법의 시공중 안정성을 판단하고 지반변위억제 효과를 확인하기 위하여 변위계측을 실시하였다. 변위계측에 사용된 센서는 반도체 방식 자동화 침하계(Semiconductor Settlement Transmitter)로서 압력센서부와 액체저수로 간의 수직거리에 비례한 수두압의 변화를 측정하여 침하량을 측정하는 원리이다. 침하계의 제원은 표 8과 같다.

침하계는 그림 17(b)와 같이 굴착전 터널 상부에 기 시공된 강관을 천공하여 강관 내부에 계측기를 설치함으로써 굴착 전·후의 상부 지반변위를 실시간으로 모니터링 할 수 있도록 하였다. 침하계는 위치별로 총 9기를 설치하였으며 설치 위치는 그림 18과 같다.

중점부에 설치된 침하계(그림 18(c) 참조)로부터 측정된 지반침하 계측 결과 중 2011년 6월 6일 ~10일까지(5일간) 3시간 간격으로 자동 측정된 천단부 지반변위는 그림 19와 같다. 그림 19를 살펴보면 전날(6월 5일) 막장 굴착으로 인해 지반침하(-변위)가 발생한 상태에서 오전(9시~12시) 강지보 설치 후 정오 무렵부터 가압백 그라우팅을 실시하면 상방향으로 작용하는 압력에 의해 기 발생한 지반침하가 원상태로 복원되는 것을 알 수 있다. 따라서 그림 19의 계측결과로부터 굴착과 가압지보 설치에 따른 지반거동을 확인할 수 있으며 가압지보 터널공법의 지반침하 복원 효과를 확인할 수 있다.

표 8. 침하계 제원

Input	Type	Piezoresistive Silicon Pressure sensor
	Pressure range	0 ~ 1 kgf/cm ²
Output signal	Current output signal	4 ~ 20 mA DC
Performance Specifications	Accuracy	≤ ± 0.25%
	Temperature range	-40 ~ 125°C

(a) 침하량 계측기

(b) 강관 내부 굴착

(c) 강관 내부 계측기 설치

그림 17. 침하계 설치 전경

그림 18. 침하계 설치 위치

그림 19. 천단부 지반거동 특성(3시간 간격 측정)

그림 20. 굴착진행에 따른 천단부 지반변위 계측결과

또한 계측기 설치 지점으로부터 막장까지 거리에 따른 지반변위 계측결과(일 평균)를 정리하면 그림 20과 같다. 그림 20에서 알 수 있듯이 계측기 설치 지점(0 m 지점) 후방 -15~-20 m 굴착시(터널 폭 10.7 m의 1.5~2.0배) 하중전이 효과에 의해 전방지반에 침하가 발생하기 시작하며, 계측기 설치지점 굴착시 가장 큰 침하(약 11 mm 침하 발생)가 발생한 후 굴착과 가압지보 설치를 반복함에 따라 서서히 지반침하가 복원되는 것을 알 수 있다. 굴착종료 시점 최종 지반침하는 약 4.7 mm로 측정되어 한국도로공사 관리기준상 토사 지반(Type V)에서의 허용변위량 30~50 mm를 충분히 만족시킬 뿐만 아니라 그림 6(a)의 3D 수치해석 지반변위 결과와도 유사한 거동으로 나타냄으로써 가압지보 터널공법의 지반변위 억제효과를 확인할 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 기존 비개착 공법의 문제점을 개선할 수 있는 새로운 개념의 가압지보 터널공법을 개발하였으며 그 이론적 원리에 대한 연구를 수행하였다. 또한 수치해석 및 현장 시험시공을 통한 안정성 검증을 거쳐 실제 현장에 적용하였으며, 이를 통해 개발공법의 변위제어 및 공기단축 효과를 확인하였다. 본 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 가압지보 터널공법은 강지보재(H-beam)의 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 가압백을 삽입한 후 시멘트 밀크를 가압 그라우팅하면 가압백이 점차 부풀어 올라 굴착면과 강재 플랜지면 사이의 공간을 채우고 두 면 사이에 압력을 가함으로써 굴착으로 인해 발생한 지반변형을 회복시킬 수 있는 공법이다.
2. 가압지보 터널공법의 핵심원리를 탄소성 해석 및 지반반응곡선을 통해 증명하였으며 가압지보 적용 시 막장 전방에서 미리 지보재를 설치하는 선지보 효과를 발휘할 수 있음을 증명하였다.
3. 3D 수치해석을 수행하여 가압지보 터널공법의 변위제어 효과를 확인하였으며, 지보재의 안정성을 검증하였다.
4. OO택지개발 부지조성현장 OO고속도로 하부통과구간 적용을 통해 가압지보 터널공법의 변위제어 및 공기단축 효과를 확인하였다.

감사의 글

이 연구는 현대건설(주)의 연구개발과제(10ADIT04)에 의해서 수행되었습니다.

참 고 문 헌

1. 김대영, 이홍성, 천병식, 정종주 (2009), “UAM 효과 평가를 위한 현장실험 및 정량적 2차원 수치해석기법 개발에 관한 연구”, 한국터널공학회 논문집, 제11권, 제1호, pp. 57-70.
2. 김대영, 이홍성, 심보경 (2011), “토압 균형식 가압지보 터널공법원리의 개발 및 수치해석적 검증”, 2011 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 513-516.
3. 김대영, 이홍성, 심보경 (2012a), “가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 개발 및 현장적용”, 2012 한국지반공학회 봄 학술발표회 논문집, pp. 225-240.
4. 김대영, 이홍성, 심보경 (2012b), “가압식 지보를 이용한 구조물 하부 통과공법 개발 및 현장적용 사례”, 2012 한국터널지하공간학회 학술발표회 논문집, pp. 126-140.
5. 김대영, 이홍성, 심보경 (2012c), “기존 구조물 하부 통과를 위한 가압지보 터널공법 개발 및 시공사례”, 2012년 한국철도학회 춘계학술대회 초록집, pp. 215.
6. 김태섭, 심보경, 이규상, 이인모 (2010), “가압식 압축형 지반앵커의 인발저항력 증대효과 및 균효과 특성”, 한국지반공학회 논문집, 제26권, 제6호, pp. 5-19.
7. 하태욱, 김대영, 신영완, 양형식 (2008), “이차원 수치해석에 의한 강지보 성능을 고려한 숏크리트 라이닝 부재력 평가 방법”, 한국터널공학회 논문집, 제10권, 제3호, pp. 269-282.
8. Carranza-Torres, C., Fairhurst, C. (2000), “Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hock-Brown failure criterion”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 2, pp. 187-213.
9. Kim, D.Y., Lee, H.S., Sim, B.K. (2012), “Development of earth pressure balanced tunnelling method and its field application”, Proc. of the World Tunnel Congress 2012, Bangkok, Thailand, pp. 318-319.