NATM 터널에서 강지보와 슛크리트 합성부재의 하중지지력에 관한 연구

A Study on Load Bearing Capacity of Composite Member with Steel Rib and Shotcrete in NATM Tunnel

문상화* · 신영완** · 김승환*** · 유한규****

Moon, Sang Hwa · Shin, Young Wan · Kim, Seung Hwan · Yoo, Han Kyu

Abstract

Steel ribs such as H-beam or lattice girder are often reinforced to secure the stability of NATM tunnel when the ground is in the bad condition. When designing, however, steel ribs are not often taken into consideration on the numerical analysis when they are regarded as temporary tunnel supports until shotcrete shows its best performance or if they are, there are various modeling methods. This study shows behavior and loading capacity of steel ribs and shotcrete through the strength test on the bending, pressure and full-scaled. Also, we conducted and analyzed the experiment of composite member consisting of shotcrete and steel ribs under the same condition. Through the result, we can find the fact that shotcrete and steel ribs do not work as one unit because of slipping on the boundary. Also, when numerical analyzing, it was concluded that steel ribs cover all bending moment and shotcrete and steel ribs share with axial force according to the compressive strength.

Keywords : *Steel rib, shotcrete, load sharing ratio, load bearing capacity*

요 지

NATM터널의 안정성 확보를 위해 지반조건이 불량한 경우 슛크리트에 격자지보나 H형강 등의 강지보를 보강하는 경우가 많다. 그러나 설계 시 강지보를 슛크리트가 경화되기 전 임시지보재로 간주하여 수치해석 시 고려하지 않는 것이 일반적이며, 수치해석에 고려하더라도 모델링 방법이 다양하다. 본 연구에서는 휨강도실험, 압축강도실험, 그리고 실험대형실험을 통하여 강지보와 슛크리트 합성부재의 거동과 하중 부담률을 분석하였다. 또한 실험과 같은 조건에서 슛크리트와 강지보의 고려 방법을 달리하여 수치해석을 실시하여 실험결과와 비교분석하였다. 연구결과 슛크리트와 강지보는 경계면에서의 미끄러짐(slip)으로 인하여 일체로 거동하지 않으며, 수치해석 시 휨모멘트는 강지보가 모두 부담하고 축력은 슛크리트와 강지보가 압축강성비에 따라 분담하는 것으로 고려하는 것이 적절한 것으로 평가되었다.

핵심용어 : 강지보, 슛크리트, 하중 부담률, 하중지지력

1. 서 론

NATM(New Austrian Tunneling Method)은 터널 및 지하공간의 주변지반에 링(Ring) 모양의 구조체를 형성하여 굴착면을 지지하는 공법으로 연약지반에서 극경암에 이르기까지 모든 토질에서 시공 가능하여 현재 우리나라에서 가장 많이 적용되고 있다. NATM은 슛크리트, 강지보와 록볼트 등으로 구성된 지보재를 굴착면에 밀착 시공하여 지반 자체의 지보능력을 효율적으로 활용하는 공법으로 암반의 변형을 어느 정도 허용하면서 지보재에 과도한 응력이 발생되지 않도록 설계시공하는 방법이다. 이 때 명확한 설계시공을 위

해서는 지반거동의 계측뿐만 아니라 사용되는 지보재들의 특성을 파악하는 것이 매우 중요하다. 하지만, 일체화된 강지보와 슛크리트의 지보능력에 대한 검증 및 이를 설계에 반영할 수 있는 방법에 대한 연구가 아직 미흡하여 기존의 터널 지보재 설계에서는 강지보를 수치해석에 반영하는 방법이 다양하고, 실제 터널 시공현장에서는 강지보가 최대의 지보 효과를 발휘할 수 있는 방식으로 시공이 이루어지지 않는 문제점이 있다.

이러한 문제의 해결을 위해 Carranza-Torres 등(2009)은 원형 및 타원형태의 강지보와 슛크리트 합성부재에 대해 구조해석에서 많이 사용하는 등가합성단면 방식을 이용한 범

*정회원 · 한양대학교 대학원 건설환경공학과 석사졸업 (E-mail : youknowi@naver.com)

**주요연구엔지니어링 터널지반부 전문 · 공학박사 · 기술사 (E-mail : ywshin@hakyong.net)

***정회원 · 한양대학교 대학원 건설환경공학과 석사졸업 (E-mail : bear6337@hanyang.ac.kr)

****정회원 · 교신저자 · 한양대학교 공학대학 건설환경공학과 교수 · 공학박사 (E-mail : hankyu@hanyang.ac.kr)

해석을 통해 하중지지력을 판단하였다. 이상돈 등(2008)은 강재로 보강된 숏크리트 하중지지력 판단을 위해 휨인성 실험을 실시하고 이 강도를 고려하여 수치해석을 실시하는 연구를 수행되었다. 또한 하태욱 등(2008)은 강지보가 적용되는 표준지보패턴에 대한 2차원 수치해석에 대해 숏크리트 모델링에 적용되는 입력 물성 결정법과 부재력 평가방법에 대한 타당성 검토를 수행하였다. Mashimo 등(2001)은 숏크리트 라이닝에 대해 하중 방법을 달리한 실험을 통해 역학적 특성을 파악하고자하는 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 강지보와 숏크리트 합성부재의 하중지지력과 하중 부담률을 평가하기 위해 휨강도실험 및 압축강도 실험을 실시하였고, 2차로 고속도로터널 중 자연환기방식의 표준단면의 천장부를 모사한 실험을 실시하였다. 실험에 이용한 합성부재 내에는 일정 지점별로 변형률계를 설치하여 하중에 따른 각 부재의 거동을 파악하고자 하였다. 또한 실험 결과 (1) 숏크리트만 고려하는 경우(Method 1) (2) 강지보와 숏크리트가 축력과 모멘트를 분담하는 경우(Method 2) (3) 모멘트는 강지보가 모두 부담하고 축력은 숏크리트와 강지보가 압축강성비에 비례하여 분담하는 경우(Method 3)의 세 가지 수치해석 결과와 비교하여 어떠한 수치해석방법이 합성부재의 거동을 적절히 고려하는지 분석하였다.

2. 2차원 해석에서 숏크리트와 강지보 부재력 평가방법

2.1 숏크리트가 축력과 모멘트를 모두 부담하는 방법

현재 터널설계 시 일반적으로 적용하는 방법으로 강지보는 굴착단면 확인 및 숏크리트가 강도발현 전까지의 지반하중을 지지하는 임시지보라고 가정하고 수치해석 시 고려하지 않는 방법이다. 이 방법은 모든 부재력을 숏크리트가 부담하는 것으로 간주하므로 안전측이기는 하나 합성부재의 응력 분담이론이나 현장계측결과로 확인된 강지보 설치규격에 따른 하중지지능력과 일치하지 않고 과대설계의 문제점이 있다. 숏크리트에 발생하는 응력은 식 (1)로 산정할 수 있다.

$$\sigma_{sh} = \frac{N}{A_{sh}} + \frac{M}{I_{sh}} y_{sh} \quad (1)$$

여기서, σ_{sh} : 수치해석에 의해 계산된 축력

A_{sh} : 숏크리트의 단면적

t_{total} : 숏크리트 설치 두께

M : 수치해석에 의해 계산된 휨모멘트

y_{sh} : 숏크리트의 도심 거리($t_{total}/2$)

2.2 숏크리트와 강지보가 축력 및 모멘트를 분담하는 방법

Hoek 등(2008)은 이차원 수치해석에 의한 터널해석 시 강지보 등을 고려한 빔요소의 등가 물성 결정법과 그에 따른 부재력 평가 방법을 제시하였다. 다음 그림 1은 터널 굴진방향 임의의 폭 b 내에 n 개의 강지보가 존재할 때 단위 폭에 대한 강지보를 포함하는 숏크리트의 합성부재를 산정하기 위한 모델을 보여주고 있다.

본 방법의 합성부재는 부재의 압축강성비와 휨강성비에 의해 계산된 등가두께(t_{eq}), 등가탄성계수(E_{eq})를 갖는 사각형

그림 1. 등가강성에 의한 강지보 고려 모델(Carranza-Torres, 2009)

부재로 가정된다. 합성부재를 이루는 숏크리트와 강지보는 그림 1과 같이 각 부재 모두 축력과 모멘트에 대한 부담을 하며, 수치해석을 통해 계산된 부재의 축력과 모멘트가 다시 압축강성비와 휨강성비에 따라 부담되어 부재력을 계산하는데 적용된다. 이 방법은 숏크리트와 강지보가 강결되어 있다는 조건과 중립축이 동일하다는 가정이 전제되어 있다. 수치해석에 필요한 등가단면적(A_{eq}), 등가탄성계수(E_{eq}), 및 등가단면이차모멘트(I_{eq})는 다음 식 (2)에 의해 계산되며 부재력은 부담비를 적용하여 식 (2)에 의해 계산된다.

$$t_{eq} = \sqrt{\frac{12K_{eq}}{D_{eq}}}, A_{eq} = b \times t_{eq} \quad E_{eq} = \frac{D_{eq}}{bt_{eq}}, I_{eq} = \frac{bt_{eq}^3}{12} \quad (2)$$

여기서, D_{eq} : 등가압축강성($= D_{sh} + D_{st}$)

K_{eq} : 등가휨강성($= n(K_{sh} + K_{st})$)

b : 강지보를 포함한 합성부재의 폭

수치해석을 통해 계산된 축력은 다음 식 (3)처럼 숏크리트와 강지보 각각의 압축강성비만큼 부담을 하게 되며, 모멘트 역시 식 (4)와 같이 각각의 휨강성비만큼 부담하게 된다. 따라서 숏크리트와 강지보 각각의 부재에 작용하는 휨압축응력은 식 (5)와 같이 계산된다.

$$N_{sh} = \frac{N \times D_{sh}}{n(D_{sh} + D_{st})} = \frac{N \times D_{sh}}{D_{eq}}, \quad N_{st} = \frac{N \times D_{st}}{n(D_{sh} + D_{st})} = \frac{N \times D_{st}}{D_{eq}} \quad (3)$$

$$M_{sh} = \frac{M \times K_{sh}}{n(K_{sh} + K_{st})} = \frac{M \times K_{sh}}{K_{eq}}, \quad M_{st} = \frac{M \times K_{st}}{n(K_{sh} + K_{st})} = \frac{M \times K_{st}}{K_{eq}} \quad (4)$$

$$\sigma_{sh} = \frac{N_{sh}}{A_{sh}} + \frac{M_{sh}}{I_{sh}} y_{sh}, \quad \sigma_{st} = \left(\frac{N_{st}}{A_{st}} + \frac{M_{st}}{I_{st}} y_{st} \right) \times \frac{1}{n} \quad (5)$$

2.3 축력은 숏크리트와 강지보가 분담하고 모멘트는 강지보가 모두 부담하는 방법

이 방법은 수치해석 시 숏크리트의 단면적을 산정할 때 강지보의 설치간격과 강성이 고려된 등가물성을 산정해야 한다. 해석 단면은 굴진방향의 단위 길이로 정의되며 단면적은 강지보의 설치간격을 고려하여 산정하게 된다. 즉, 숏크리트 단면적은 그림 2와 같이 전체길이에서 설치 간격이 고려된 강지보의 단면적을 제외한 면적으로 정의된다.

또한 합성부재에 작용하는 축력은 강지보와 숏크리트의 강성비에 따라 분담되지만, 휨모멘트는 강지보만이 저항한다는 가정 하에 수치해석이 이루어진다(하태욱 등, 2008).

그림 2. 등가면적 환산법에 의한 강지보 고려 모델(하태욱, 2008)

$$A'_{st} = A_{st} \times n, \quad A_{sh} = (t_{total} \times b) - A'_{st} \quad (6)$$

여기서, n : 단위길이 당 강지보의 설치 개수($= 1/s$)

A_{st} : 강지보의 단면적

A'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 단면적

b : 해석 단면에 대한 수직 방향의 부재 길이(=단위 길이)

t_{total} : 슛크리트 설치두께

$$E_{eq} = \frac{E_{sh}A_{sh} + E_{st}A'_{st}}{A_{sh} + A'_{st}}, \quad I_{eq} = \frac{I'_{st}E_{st}}{E_{eq}} \quad (7)$$

여기서, E_{eq} : 등가환산 탄성계수, E_{sh} : 슛크리트의 탄성계수

E_{st} : 강지보의 탄성계수, I_{eq} : 등가환산 단면이차모멘트

I'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 단면이차모멘트 ($=I_{st}/s$)

수치해석에 의해 계산된 부재력 중, 부재에 발생한 축력은 식 (8)과 같이, 계산된 각 부재의 압축 강성에 따른 분담비에 의해 부재에 분담되며, 모멘트는 식 (9)와 같이 모두 강지보에 작용하는 것으로 정의된다.

$$\beta_{sh} = \frac{D_{sh}}{D_{sh} + D'_{st}}, \quad \beta_{st} = \frac{D'_{st}}{D_{sh} + D'_{st}} \quad (8)$$

여기서, β_{sh} : 슛크리트의 축력 분담비

β_{st} : 강지보의 축력 분담비

D_{sh} : 슛크리트의 압축강성($=E_{sh}A_{sh}$)

D'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 압축강성($=E_{st}A'_{st}$)

$$\alpha_{sh} = 0, \quad \alpha_{st} = \frac{K'_{st}}{K_{sh} + K'_{st}} \quad (9)$$

여기서, α_{sh} : 슛크리트의 모멘트 분담비

α_{st} : 강지보의 모멘트 분담비

K_{sh} : 슛크리트의 휨강성($=E_{sh}I_{sh}$)

K'_{st} : 설치간격이 고려된 강지보의 휨강성($=E_{st}I_{st}$)

3. 실내 실험을 통한 합성부재의 거동 분석

3.1 합성부재의 휨강도 실험

3.1.1 실험 조건 및 방법

합성부재의 휨강도 실험은 콘크리트의 휨강도 시험 방법인 KS F 2408에 따라 수행하였다. 실험에 이용된 콘크리트는 터널 설계기준(건설교통부, 2007)에 제시된 일반강도 슛크리트 성능기준(재령 28일 기준)을 만족하도록 배합설계하였으며 실험체에 콘크리트 타설시 공시체를 제작하여 7일, 14일, 28 일 양생을 실시하였고 최종목표인 21 MPa에 상응하는 강도를 얻었다. 실험체의 크기는 (160 × 1000 × 3080)mm이며, H형강은 H-100 × 100, H-125 × 125 두 종류를 사용하였다. 실험은 강지보 규격 H-100과 H-125에 대해 각각 2회씩 실시하였다(No.1~No.4). 그림 3과 같이 H형강의 상부, 하부플랜지와 웨브의 최대휨응력 발생지점인 중앙부에 변형률계(strain gauge)를 부착하였고, 콘크리트도 중앙부의 상부와 하부에 변형률계를 부착하였다. 변형률계는 투수와 손상을 방지하기 위해 CN접착제, M-coat A 코팅제, SB Tape, VM Tape등을 이용하여 부착하였다. 실험체 중앙에는 LVDT를 설치하여 최대변위를 측정하였다.

위와 같은 과정을 통해 휨강도 실험을 위한 합성부재를 제작하였으며 실험과정은 그림 4와 같이 먼저 3등분점 재하 장치 및 2개의 지지롤러 그리고 2개의 재하롤러를 설치하였고, 다음에 실험체는 콘크리트를 몰드에 채웠을 때의 옆면을

그림 3. 변형률계 및 하중 재하 위치 (a) 강지보 변형률계 (b) 콘크리트 변형률계 및 하중 재하 (c) LVDT설치

그림 4. 합성부재의 휨실험 모습 (a) 실험체의 지지롤러 (b) 하중 재하롤러 (c) 3등분점 재하

상·하면으로 하며 베어링 나비의 중앙에 놓고 지간의 3등 분점에 상부 재하 장치를 접촉하였다. 마지막으로 실험체에 충격을 가하지 않도록 일정한 속도로 하중을 가하였다. 하중을 가하는 속도는 가장자리 응력도의 증가율이 매초 $0.06 \pm 0.04 \text{ MPa}(=N/mm^2)$ 이 되도록 조정하고, 최대 하중이 될 때까지 그 증가율을 유지하는 과정으로 이루어졌다.

3.1.2 실험 결과

표 1은 JSCE 기준으로 실험체 경간 3,080 mm의 1/150에 해당되는 20.5 mm에서 보강재별 강도와 하중 및 모멘트 부담에 대한 평가결과를 정리한 것이다. 콘크리트의 경우 인장부에서 하중 초기부터 균열로 인한 급격한 변형이 발생하였고, 강지보에 설치한 상부플랜지와 하부플랜지의 변형률계 값(그림 5)을 이용하여 하중 부담률을 산정하였다(식 (10), 식 (11)). 인장강도가 작은 콘크리트의 경우는 그림 5와 같이 하부에 설치한 변형률계가 조기에 파손되는 것을 알 수 있다.

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad (10)$$

$$P = \frac{\sigma_s \times I_s}{\frac{l}{6} \times \frac{h}{2}} \quad (11)$$

여기서, σ_s : 휨강도(MPa)

E_s : 강지보의 탄성계수(200 GPa)

ε_s : 강지보의 평균 변형률

l : 실험체 경간(mm)

I : 강지보의 이차모멘트

h : 강지보의 높이

휨강도 실험에서 낮은 수준의 면적비에도 불구하고 No.1~No.4를 살펴보면 47.2%~68.3% 하중을 부담하며 H형강의 종류에 따라 강도가 발현되었음을 알 수 있었다. H-100×100과 H-125×125 모두 같은 형상의 휨인장 균열에 의한 파괴가 발생하였으며(그림 6), 강지보가 인장부재의 역할을 하여 처짐이 발생된 이후에도 강지보에 의한 지보력이 상당부분 발현되었음을 확인 할 수 있었다.

3.2 합성부재의 압축강도 실험

3.2.1 실험 조건 및 방법

실험체의 크기는 800×160×2000 mm로 강지보의 규격(H-100×100, H-125×125)만 달리하였다. 휨강도 실험에서와 마찬가지로 슛크리트 설계기준에 해당되는 배합의 콘크리트를 사용하였다. 콘크리트 내부에 삽입되는 변형률계도

표 1. 실험체별 항복하중과 변위 및 하중 부담

실험체 종류	항복하중(kN)	항복변위(mm)	강지보 변형률(10^{-6})	하중 부담(kN)		휨모멘트 부담(kNmm)	
				강지보	콘크리트	강지보	콘크리트
No.1(H100)	45.8	20.5	754	21.6 (47.2)	24.2 (42.8)	11129.0 (47.3)	12381.7 (52.7)
No.2(H100)	46.9	20.5	804	23.0 (49.0)	23.9 (51.0)	11867.0 (49.3)	12208.3 (50.7)
No.3(H125)	79.4	20.5	1000	51.4 (64.7)	28.0 (35.3)	23393.0 (64.8)	14365.7 (35.2)
No.4(H125)	76.0	20.5	1009	51.9 (68.3)	24.1 (31.7)	26630.5 (68.3)	12382.5 (31.7)

※ 하중부담 및 모멘트 부담에서 괄호 안은 부담률(%)임.

(a) No.1~No.4 실험체의 하중-변위 그래프

(b) 강지보 및 콘크리트의 변형률

그림 5. 실험체의 하중-변위 및 변형률 그래프

(a) 중앙지점

(b) 하중 부근1

(c) 하중 부근2

그림 6. 휨강도 실험에서의 파괴모습

(a) 강지보의 변형률계 부착위치

(b) 콘크리트의 변형률계 부착위치

(c) 압축실험 모습

그림 7. 실험체 모습 및 변형률계 부착위치

휨강도 실험 때와 같이 콘크리트 타설시 손상을 방지하기 위하여 CN접착제, M-coat A 코팅제, SB Tape, VM Tape를 이용하였으며 거푸집 제작 및 콘크리트 타설 또한 동일하게 이루어졌다. 실험체의 형태와 변형률계의 부착위치, 그리고 실험 모습은 그림 7과 같다. 실험은 강지보 H-100과 H-125에 대해 각각 2회씩 실시하였다(No.5~No.8). 강지보에는 세로방향으로 플랜지상부, 하부와 웹에 변형률계를 그리고 실험체 양쪽의 중앙부에 콘크리트 변형률계를 부착하였다. 압축 실험기는 최대 하중이 용량의 1/5에서 용량까지 범위에서 사용하였으며, 실험체의 급격한 파괴로 인한 위험을 방지하고자 변위속도를 0.5 mm/min으로 설정하여 변위를 제어하였다.

그림 8. 실험체별 하중-변위 그래프

3.2.2 실험 결과

압축실험을 통해 실험체의 하중-변위 선도와 각 부재에 부착한 변형률계를 통해 하중 부담률을 산정 하였다. 상대적으로 낮은 강도에도 불구하고 실험결과 강지보의 종류에 의해 크게 차이를 보였던 휨강도 실험과는 달리 강지보의 종류와는 상관도가 작은 결과가 도출되었다(그림 8, 표 2).

그림 9는 강지보와 콘크리트의 압축하중과 하중부담률을

나타내고 있다. H형강의 항복 전에 콘크리트가 파괴되었고 휨에 비해 압축에 강한 콘크리트가 압축하중의 약 80% 지지하는 것으로 나타났다. 이는 콘크리트가 압축에 강하고 면적도 H형강에 비해 매우 크기 때문으로 판단된다. 그러나 콘크리트의 파괴 후에는 지속적인 하중증가에 대해 콘크리트의 하중부담률이 점차 작아지면서 강지보의 하중부담률이 점차 증가함을 확인 할 수 있었다.

표 2. 실험체별 항복하중과 변위 및 하중 부담

실험체 종류	항복하중(kN)	항복변위(mm)	면적(mm ²)		하중 부담(kN)	
			강지보	콘크리트	강지보	콘크리트
No.1(H100)	2948.8	8.12	2104 (1.6)	125896(6295*) (98.4, 74.9*)	562.9 (19.1)	2385.9 (80.9)
No.2(H100)	2844.4	8.91	2104 (1.6)	125896(6295*) (98.4, 74.9*)	491.8 (17.3)	2352.6 (82.7)
No.3(H125)	2969.9	8.51	2945 (2.3)	125055(6253*) (97.7, 67.9*)	751.1 (25.3)	2218.8 (74.7)
No.4(H125)	3139.8	7.81	2945 (2.3)	125055(6253*) (97.7, 67.9*)	734.5 (23.4)	2405.3 (76.6)

※ 면적 및 하중 부담에서 괄호 안은 비율(%), *는 강지보 기준 환산단면 및 비율

(a) 강지보와 콘크리트 하중

(b) 강지보와 콘크리트 하중 부담률

그림 9. 강지보와 콘크리트의 하중 및 부담률

3.3 합성부재의 실험형 실험

3.3.1 실험 조건 및 방법

실험형 실험체의 모습은 그림 10(a) 에서와 같이 자연환기 방식의 2차로 고속도로터널 표준단면의 천장부를 선택하였다. 실험은 강지보 H-100과 H-125에 대해 각각 3회씩 실시하였다(No.9~No.14). 재하실험에 앞서 실험 범위와 경계조건의 설정이 필요하여 본 연구에서는 신희성 등(2006)이 역학적 분석과 수치해석을 통해 제시한 바와 같이 터널 천단부를 기준으로 좌우 30°, 총 60° 원호의 합성부재에 대한 실험형 실험을 실시하였다. 위 규격에 맞추어 강지보의 규격 즉, H형강의 규격(H-100 × 100, H-125 × 125)을 달리한 6개의 실험체를 제작하였다. 슛크리트 실험체 제작 시에는 H형강의 공극을 피하기 위해 노즐을 통한 뿔머리 붙이기 대신 앞선 실험과 마찬가지로 터널 설계기준(건설교통부, 2007)에 제시된 일반강도 슛크리트의 성능기준을 만족시키는 콘크리트를 거꾸집을 이용하여 타설 하였다. 콘크리트와 강재의 이

음부에 전단력을 전달하고 좌굴이나 기타 다른 요인으로 콘크리트가 강판과 분리됨을 방지하기 위해 전단연결재를 사용하였으며, 경계부의 수평강성을 구현하기 위해서 실험체의 30° 지점에 붙어 있는 판을 지점부에 접합시켜 변위가 구속 되도록 하였다(그림 10).

실험체 변형 및 거동을 파악하기 위해 천단부에 2개와 천단부에서 1 m 간격을 두고 2개의 LVDT를 설치하여 수직 변위를 계측하였으며, 합성부재 내에는 천단부를 기준으로 좌우 10° 간격으로 총 5구간으로 나누어 강지보의 플랜지 상·하단에 1개씩, 웹 중앙에 1개씩 실험체 1개당 총 15개의 변형률계를 부착하였으며, 콘크리트에도 같은 방법으로 변형률계를 좌우 25 cm 간격으로 상부면과 하부면에 각각 15개씩 총 30개를 부착하였다(그림 11).

3.3.1 실험 결과

실험결과 하중-변위그래프는 그림 12와 같으며 최대하중과

(a) 실험체 단면도

(b) 전단연결재 설치

(c) 콘크리트 타설

(d) 지그 제작

(e) 실험체 완성

그림 10. 실험체 단면 및 제작 모습

(a) 강지보의 변형률계 부착위치

(b) 콘크리트 변형률계 부착 및 하중 재하 위치

그림 11. 합성부재의 변형률계 부착위치

그림 12. 실대형 합성부재의 실험체별 하중 및 변위

표 3. 실대형 합성부재의 실험체별 최대하중과 변위

	최대하중(kN)	최대변위(mm)	최대하중 평균
No.9(H100)	453.25	36.57	· H-100 × 100 : 466.38(kN)
No.10(H100)	421.96	52.08	
No.11(H100)	523.92	36.23	
No.12(H125)	748.23	40.11	· H-125 × 125 : 710.06(kN)
No.13(H125)	737.26	70.95	
No.14(H125)	644.71	37.08	

최대변위는 표 3과 같다. 실험체의 균열은 천단부에서는 하부에서부터 발생하였고 20° 부분에서는 상부에서부터 발생하였다. H-125강재 합성부재의 항복하중이 H-100강재 합성부재의 항복하중에 비하여 다소 큰 것으로 평가되었다. 그러나 실대형 실험체는 아치형상으로 인하여 축력의 비중이 높아 휨강도 실험에 비해 H형강 규격에 따른 최대지지하중의 차이는 비교적 작은 것으로 판단된다.

강지보의 규격에 따른 합성부재의 최대하중에서의 변형률 분포를 보면 그림 13, 14와 같다. H-100과 H-125 모두 변형률 크기에는 차이가 있지만 각 지점 별로 비슷한 경향을 보였다. 앞에서 언급한 바와 같이 변형률 그래프를 통해서도

천단부에서는 하부에서부터 균열이 발생하고, 20° 에서는 상부에서부터의 균열이 발생함을 확인할 수 있다. 또한 하중 초기에는 합성부재 내 콘크리트와 강지보가 일체로 거동하다가 하중이 증가할수록 분리된 거동을 하는 경향을 보이고 있다. 따라서 콘크리트와 강지보는 경계면에서의 미끄럼(slip) 발생으로 인하여 일체로 거동하지 못하고 있는 것으로 판단된다.

4. 수치해석을 통한 합성부재 적정 고려방법 평가

4.1 수치해석 조건

수치해석은 상용프로그램인 (주)MIDAS의 Midas GTS Ver.2.5.1을 이용하였다. 하태욱 등(2008)이 제시한 수치해석 방법들의 경과와 선형거동범위 내의 각 실험 내 측정결과와 비교함으로써 해석방법의 적정성을 평가하여 적절한 방법을 제안하였다. 강지보와 슛크리트는 선형탄성 거동하는 재료로 가정하였으며, 각 재료의 상수는 실내실험을 통해서 얻어진 값을 이용하였다(표 4).

수치해석 시 강지보의 고려 여부 및 슛크리트의 하중 부담 특성에 따라 (1) Method 1 : 슛크리트가 축력과 모멘트를 모두 부담하는 방법(강지보를 고려하지 않는 방법) (2) Method 2 : 슛크리트와 강지보가 축력 및 모멘트를 분담하는 방법(강지보 고려) (3) Method 3 : 축력은 슛크리트와 강지보가 분담하고 모멘트는 강지보가 모두 부담하는 방법(강지보 고려)로 H-100과 H-125 두 가지 경우에 대해 각각 수치해석을 실시하였다. 하중조건은 실내 실험과 같이 천단을 기준으로 대칭적인 집중하중을 재하하였고, 경계조건은 양단에 고정단 조건을 부여하였다(그림 15).

4.2 수치해석 결과

실제 터널에서의 강지보와 슛크리트 합성부재의 거동을 파악하기 위해 수행한 총 6개(No.9~No.14)의 실대형 실험과 동일한 조건에 대하여 슛크리트 라이닝 모델링 방법을 세 가지(Method 1~3)로 달리하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 결과는 그림 16과 같으며, 직선부재의 휨강도 실험과는

그림 13. H-100 × 100 합성부재의 변형률

그림 14. H-125 × 125 합성부재의 변형률

표 4. 강지보와 슛크리트의 재료 물성값

구 분	탄성계수 (GPa)	푸아송비	항복강도 (MPa)
강지보	200	0.15	420
슛크리트	15	0.2	21

그림 15. 해석 조건

달리 구조물의 아치형태의 기하특성상 축력이 크게 발생하므로 초기구간의 하중-변위곡선은 상대적으로 넓은 변위구간에 대해 선형성을 보였다. 초기 하중-변위그래프에 대한 슛크리트 라이닝 모델링 방법에 따른 해석결과와 실험결과를 비교하였다. 여기서 변위는 천단부의 수직처짐이며,

휨모멘트는 강지보가 모두 부담하고 축력은 슛크리트와 강지보가 강성비에 따라 분담하는 것으로 모델링하는 Method 3이 강지보와 슛크리트 합성부재의 하중-변위 그래프와 가장 잘 일치하는 결과를 보여주고 있다. 이는 앞에서 수행한 실험 결과에서와 같이 축력은 슛크리트가 상당히 부담하지만 강지보와 슛크리트가 일체로 거동하지 못하므로 휨모멘트에 의한 인장응력에 대하여 슛크리트가 초기에 균열이 발생하고 이후에는 강지보가 휨모멘트에 대하여 저항하기 때문에 판단된다. 이러한 결과는 Hoek 등(2008)이 제안한 슛크리트라이닝 수치해석방법은 적절하지 않음을 보여주고 있다.

5. 결론 및 제언

NATM 터널에서의 주요 지보재인 슛크리트와 강지보 합성부재를 수치해석 시 합리적으로 고려하는 방법을 도출하기 위하여 압축실험, 휨실험, 그리고 실험실실험을 실시하였다. 또한 실험실실험조건에 대하여 지금까지 제안된 합성부재의 세 가지 수치해석방법을 이용하여 해석 후 실험결과와 상호 비교분석하였다. 그 결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 휨 실험결과 콘크리트는 인장에 취약하므로 강지보의 하중부담율이 47~68%로 큰 것을 확인하였다. 또한, 압축 실험결과 콘크리트가 강지보에 비하여 하중부담율이 약 80%로 훨씬 큰 것을 알 수 있었다. 따라서, 휨과 압축이

(a) H-100×100 실험결과와 수치해석 비교

(b) H-125×125 실험결과와 수치해석 비교

그림 16. 실험결과와 수치해석 비교

동시에 작용하는 실제 터널에서 강지보의 하중지지효과가 무시할 수 없음을 알 수 있었다.

2. 실험형 실험 결과에 근거하여 설계목적에 위한 여러 개 수치해석기법을 적용하여 휨모멘트는 강지보가 모두 부담하고 축력은 강지보와 슛크리트가 압축강성비에 비례하여 부담하는 것으로 모델링하는 방법(Method 3)이 실험형 실험결과와 매우 유사하게 나타남을 확인하였다.
3. 따라서, 설계단계에서 강지보를 고려하지 않고 슛크리트만을 고려하여 수치해석을 수행하는 현재의 방법은 과다 설계를 유발할 수 있다. 또한, 강지보를 고려하더라도 Hoek 등(2008)이 제안한 슛크리트와 강지보가 일체로 거동하는 것으로 고려하는 방법은 적절하지 않은 것으로 판단된다.

참고문헌

건설교통부(2007) 터널설계기준.

신휴성, 김동규, 장수호, 배규진(2006) 싱글셀 터널 라이닝 파괴 메카니즘 및 지보성능에 관한 연구, 한국터널공학회는논문집,

한국터널공학회, 제8권 제3호, pp. 273-287.

이상돈, 박연준, 임두철, 손정훈, 유광호, 김수만(2008) 강제로 보강된 슛크리트 거동의 수치해석적 연구, 터널과 지하공간, 한국암반공학회, 제18권 제3호, pp. 226-238.

하태욱, 김대영, 신영환, 양형식(2008) 이차원 수치해석에 의한 강지보 성능을 고려한 슛크리트 라이닝 부재력 평가방법, 한국터널공학회는논문집, 한국터널공학회, 제10권 제3호, pp. 269-282.

Carranza-Torres, C. and Diederich, M. (2009) Mechanical analysis of circular liners with particular reference of composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets. *Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier Science B.V., Amsterdam*, Vol. 24, No. 5, pp. 506-532.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M. S., and Corkum, B.(2008), Integration of geotechnical and structural design in tunnelling, *Proc. University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference*, pp. 47-53.

Mashimo, H. and Isago, N. (2001) Experimental Study on Static Behaviour of Road Tunnel Lining, *Proceedings of Modern Tunneling Science and Technology*, Vol. 1, pp. 451-456.

(접수일: 2012.2.13/심사일: 2012.3.22/심사완료일: 2012.7.6)