학술논문

한국터널공학회논문집 2007년 3월
제9권 제1호, pp. 37-47

쉴드터널 라이닝 세그멘트의 해석과 거동 특성

정두회[1*], 이환우[2], 김관수[3]

Analysis and structural behavior of shield tunnel lining segment

Du-Hwoe Jung, Hwan-Woo Lee, Gwan-Soo Kim

Abstract The shield tunneling method has been increasingly employed to minimize environmental damages and civil complaints in the populated and developed area. A lining segment, which is a main structure of the shield tunnel, consists of joints. Conventional foreign and domestic design data have been commonly used for design practices without a specific verification of structural analysis models, design load, and the effect of soil characteristics on the performance of lining segment. In this study, the suitability of existing analytic models used for the design of shield tunnel lining segment has been evaluated through a comparison between analytical and numerical solutions. Based on the evaluation of their suitability performed in the study, a full-circumferential beam jointed spring model (1R-S0) is proposed for design practices by considering user's convenience, the applicability of field conditions and the accuracy of analysis result. By using the proposed model, the parameter analysis was performed to investigate the effects of joint stiffness, ground rigidity, joint distribution and the number of joints on the behavior of lining segment. Parameters considered in the investigation have been appeared to affect the behavior of lining segment. Among those parameters, joint stiffness has been appeared to have the most significant effect on the bending moment and displacement of lining segment.

Keywords: Shield tunneling method, lining segment, structural analysis model, full-circumferential beam jointed spring model (1R-S0), joint stiffness, ground rigidity, joint distribution, number of joints

요 지 환경훼손 및 주거 과밀지역의 민원을 최소화할 목적으로 도심지 공사에서 쉴드터널공법의 적용이 날로 증대되고 있다. 쉴드터널의 주 구조체인 라이닝 세그멘트는 연속체가 아닌 이음부를 가지는 구조로 되어져 있다. 지금까지 설계실무에서는 라이닝 세그멘트의 구조해석 모델이나 설계하중 및 지반정수의 영향 등에 대한 별다른 검증·평가없이 과거의 국내·외 설계자료를 관행적으로 적용하고 있다. 본 연구에서는 국·내외에서 현재 사용하고 있는 쉴드터널의 세그멘트 해석 및 설계 모델들에 대해 이론해와 수치해의 비교를 통하여 적정성을 평가하였다. 그 결과, 사용의 편이성과 현장조건의 적용성, 해석결과의 적용성 측면에서 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)을 제안하였다. 그리고, 제안된 모델을 이용하여 이음부 강성과 지반강성, 이음부 분할 분포 및 분할 개수 등에 대한 매개변수 해석을 수행하였다. 그 결과, 이음부를 갖는 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트는 일정한 크기 이상의 지반강성에서 이음부가 없는 연속체의 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트의 크기에 일정한 비율로 수렴함을 알 수 있었다. 또한, 이음부의 강성이 작을수록 측벽부에 비하여 천정부와 바닥부의 휨모멘트가, 수평변위에 비하여 수직변위가 이음부 분할 분포에 따라 큰 영향을 받는 것을 알 수 있었다.

주요어: 쉴드터널공법, 라이닝 세그멘트, 구조해석 모델, 전주면빔이음스프링모델, 이음부 강성, 지반강성, 이음부 분할 분포와 개수

1. 서 론

우리나라에서는 최근 들어 도심의 지하공간 활용과 원활한 교통소통을 위해 설비시설, 도로 및 지하철 건설에 따른 터널의 수요가 증가되고 있다(정경환 등, 2004).

도심은 일반적으로 하천을 중심으로 발달하거나 하천과 해안 주변에 형성된다. 지층구성은 암반층이 아닌 연약지반을 포함하고 있는 경우가 대부분이다. 따라서 도심지에서의 터널공법으로서는 연약지반에서부터 암반층까지 다양한 지반조건에 적용이 가능하고 환경훼손 및 주거 과밀지역의 민원을 최소화할 수 있는 쉴드터널공법이 최적의 대안이라 할 수 있다(Koyama, 2003). 쉴드터널공법은 비교적 연약한 지반에 터널굴착을 할 때, 터널의 외경보다 조금 큰 단면의 쉴드라는 강재의 통을 지중에 추진시켜 내부에 있는 토사의 붕괴나 유동을 방지하면서, 안전하게 굴착・라이닝작업을 행하여 터널을 시공하는 공법이다. 국내에서는 부산 광복동 전력구 공

[1]정회원, 부경대학교 건설공학부 부교수
[2]부경대학교 건설공학부 교수
[3]부경대학교 대학원 토목공학과 공학석사
*교신저자: 정두회 (dhjung@pknu.ac.kr)

사를 시초로 최근 부산지하철 230공구, 광주도시철도 1호선 TK-1공구, 서울지하철 9호선 909공구, 인천국제공항철도 등에 쉴드터널공법이 적용되었고, 소구경의 전력구 공사에서부터 대형·대단면 지하공간 건설에까지 그 적용범위가 점차 확대되고 있다.

쉴드터널공법에서 터널의 라이닝인 세그멘트는 공사비의 30%를 차지할 뿐만 아니라 터널에 작용하는 하중을 지지하는 주 구조체로서, 연속체가 아닌 이음부를 가지는 구조로 되어져 있다. 현재 국내에서 쉴드터널 라이닝 세그멘트의 해석 및 설계시는 2000년 국제터널협회(International Tunneling Association)에서 발표한 지침서(ITA, 2000)에서 제시된 구조해석 모델들을 주로 이용하고 있다. 이 지침서에서는 이론해부터 수치해석적인 방법까지 각종의 구조해석 모델들을 제시하고 있다. 그러나 각 모델의 현장별 적용성이나 장단점 등에 관해서는 언급하지 않고 있다.

국내의 설계경향은 구조해석 모델이나 설계하중 및 지반정수의 영향 등에 별다른 검증평가 없이 과거의 국내·외 설계 자료에 관행적으로 의존하여 과다설계하고 있는 실정이다. 본 논문에서는 국내·외에서 현재 사용하고 있는 쉴드터널의 세그멘트 해석 및 설계모델들을 분석하여 현장 조건별 적용성을 평가하고자 한다. 그리고 라이닝 세그멘트의 거동에 직접적인 영향을 주는 이음부의 강성과 지반강성, 이음부의 분할 등에 대한 매개변수 해석을 수행하여 기술자료로 제시하고자 한다.

2. 쉴드터널 라이닝의 이론해

2.1 이음부의 강성과 강성비

본 연구에서는 쉴드터널 라이닝 세그멘트용 구조해석 모델들의 적용성을 분석하기 위하여 세그멘트간 이음부와 지반반력을 고려할 수 있고 현장 계측과 모형실험을 통하여 그 결과가 검증된 이론해(Lee, 2001a; Lee, 2001b; 김희준, 2007)를 이용한다.

쉴드터널의 라이닝은 일반적으로 콘크리트 세그멘트를 조합·체결하여 시공하므로 사진 1과 같이 세그멘트와 링간 이음부를 가진다. 조립된 세그멘트의 이음부에서는 휨모멘트, 축력 및 전단력이 발생하고, 응력-변형률은 선형탄성 범위에 있다고 본 연구에서는 가정한다. 따라서, 이음부를 탄성연결요소로 이상화하여 이음부 강성(K_θ)을 정의한다. 또한, 식 (1)과 같이 세그멘트와 세그멘트간 연결이음부의 상대적인 강성비를 이음부 강성비(λ)로 정의한다.

사진 1. 쉴드터널 라이닝의 단면도(Kansai, 1997)

$$\lambda = \frac{K_\theta l}{EI} \tag{1}$$

여기서, 이음부 강성(K_θ)은 이음부에 단위 회전각을 발생시키는데 필요한 단위 길이당 휨모멘트이고, 라이닝 세그멘트의 길이(l)는 단위길이를 사용하며, 세그멘트의 강성(EI)은 세그멘트의 탄성계수와 단면2차모멘트의 곱으로 정의한다. 즉, 이음부 강성비는 무차원 계수로서, 라이닝의 이음부 강성을 세그멘트의 주 단면 강성과 비교한 값이다.

2.2 하중계모델

연약지반에 시공되는 대부분의 콘크리트 라이닝 세그멘트는 이음부에 방수용 가스켓을 사용하기 때문에 라이닝 구조물은 토압과 수압을 동시에 받게 된다. 그러므로 라이닝 세그멘트에는 그림 1과 같이 전토압이 작용한다고 가정한다. 그림 1에서 터널 천단부에 작용하는 연직토압(p_1)은 식 (2)와 같다.

$$p_1 = q_1 + q_2 \tag{2}$$

여기서, q_1은 터널의 천단 상부의 전토압으로 식 (3)과

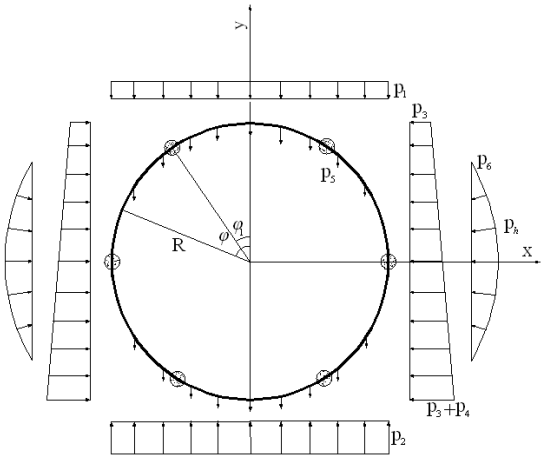


그림 1. 라이닝 세그멘트의 하중모델 단면도(Lee, 2001a)

같이 구할 수 있다. 식 (3)에서 γ_i는 i층 지반의 단위중량이며, h_i는 i층의 토층 두께이다. n은 터널천단 상부의 토층의 개수이다.

$$q_1 = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \tag{3}$$

q_2는 터널어깨부의 전토압으로 식 (4)와 같다. 식 (4)에서 R은 터널라이닝의 외경과 내경의 평균값으로 라이닝 세그멘트의 도심 반경이며, γ_{as}는 터널어깨부의 평균 단위중량을 나타낸다.

$$q_2 = \frac{2\left(1 - \frac{\pi}{4} R^2 \gamma_{as}\right)}{2R} = 0.215 R \gamma_{as} \tag{4}$$

연직토압(p_1)과 라이닝 세그멘트의 자중으로 인한 반력(p_2)은 식 (5)와 같다.

$$p_2 = p_1 + \frac{2\pi R t \gamma_c}{2R} = p_1 + \pi t \gamma_c \tag{5}$$

여기서, t는 라이닝 세그멘트의 두께이며, γ_c는 라이닝 세그멘트의 평균 단위중량이다.

터널의 천정에 작용하는 수평토압(p_3)은 식(6)과 같다.

$$p_3 = K_o \gamma' h + \gamma_w h \tag{6}$$

여기서, K_o는 측방토압계수, γ'는 평균 유효단위중량이며, γ_w는 물의 단위중량이다. 또한 h는 터널 천정으로부터 지표면까지의 두께이다.

터널 바닥에 작용하는 수평토압(p_4)은 식 (7)과 같다.

$$p_4 = 2K_o \gamma' R + 2\gamma_w R \tag{7}$$

터널 라이닝의 자중(p_5)은 식 (8)과 같다.

$$p_5 = \gamma_c t \tag{8}$$

여기서, γ_c는 라이닝 세그멘트의 평균 단위중량이고, t는 라이닝 세그멘트의 두께이다.

수평지반반력(p_6)은 식 (9)와 같이 나타낸다.

$$p_6 = p_h (1 - 2\cos^2\varphi) \quad \left(\frac{\pi}{4} \le \varphi \le \frac{3\pi}{4}\right) \tag{9}$$

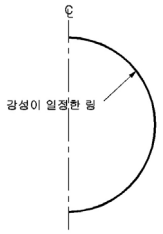
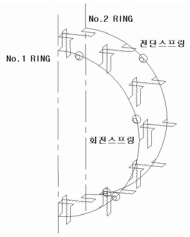
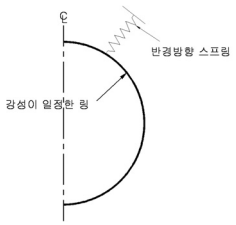
수평지반반력(p_6)은 터널의 변형이 상당히 커서 지반과 라이닝의 상호작용이 발생할 때에만 고려한다. 압축성이 큰 극히 연약한 점토층에서는 수평지반반력을 고려하지 않으며, 장기적인 강도증진을 고려하여 설계할 때에는 이를 고려하여야 한다. 본 연구에서는 수평지반반력이 터널 천정으로부터 시계방향으로 읽은 각도 45°~135°영역에서 포물선분포로 작용하는 것으로 가정한다(Lee, 2001a).

식 (9)에서 p_h는 터널 측벽부에서 발생한 지반반력이며, 식 (10)과 같이 나타낼 수 있다. φ는 터널 천정으로부터 시계방향으로 읽은 각도이다.

$$p_h = K_s \Delta_h \tag{10}$$

여기서, K_s는 지반반력계수이며, Δ_h는 터널 측벽부에서 발생한 수평변위이다. 또한, 하저터널과 해저터널의 경우와 같이 지하수위가 지표면 위에 존재하면, p_1, p_2 및 p_3 응력의 계산시 추가적으로 수압($\gamma_w \times$수심)을 고려해야 한다.

표 1. 라이닝 세그멘트의 설계에 적용되고 있는 구조해석 모델의 현황

일정강성링 모델	다힌지계링 모델	빔스프링 모델(1R)	빔스프링 모델(2R)	전주면스프링 모델(1R-S0)
				
일정강성링 모델은 세그멘트간 이음에 의한 휨강성의 저하를 무시하고 라이닝 전체를 각 세그멘트의 휨강성과 동일한 휨강성을 가지는 강성일체의 링으로 평가하는 모델	다힌지계링 모델은 이음부를 고려할 수 없는 일정강성링 모델의 단점을 보완하고 실제 쉴드터널 라이닝의 거동을 유사하게 표현하기 위해 라이닝 세그멘트의 이음부를 힌지로 고려한 모델	빔스프링 모델(1R)은 1개의 링만을 고려한 것으로, 세그멘트간 이음부를 회전스프링으로 해석하는 모델이고, 실제 쉴드터널 라이닝의 역학적 거동을 비교적 유사하게 표현할 수 있는 모델	빔스프링 모델(2R)은 서로 엇갈려 조립·체결되는 라이닝 세그멘트를 2개의 링으로 모델링하여 해석하는 모델	전주면스프링 모델(1R-S0) 은 지반반력을 하중이 아닌 압축스프링으로 해석하는 모델

3. 구조해석 모델

3.1 기존 모델의 평가

현재 라이닝 세그멘트의 설계에서 실용목적으로 사용되고 있는 구조해석 모델은 일정강성링 모델, 다힌지계링 모델, 빔스프링 모델(1R, 2R), 전주면스프링 모델(1R-S0, 1R-SS) 등이 있다. 여기서, 1R은 터널 진행방향으로 1개의 링만을 고려함을 의미하고, 2R은 서로 엇갈려 조립·체결되는 라이닝 세그멘트를 2개의 링으로 모델링하여 해석하는 것을 의미한다. S0는 지반반력을 고려하기 위해 압축스프링을 법선방향으로만 연결한 것이고, SS는 법선방향과 접선방향으로 동시에 연결시킨 것을 의미한다.

표 1에는 현재 설계 실무에서 쉴드 세그멘트 해석에 활용되는 대표적인 5개 모델들의 특성을 나타냈다. 이 절에서는 이들 5개 모델들에 대하여 수치해와 이론해를 비교 분석한 후 설계 실무에서의 적정성을 평가하고자 한다. 수치해는 MIDAS/CIVIL((주)마이다스아이티, 2005)의 빔과 스프링요소를 이용하여 구하고, 표 2의 경우 1에 대하여 이론해(Lee, 2001a)와 비교한다.

현재 국내에서 건설되는 쉴드터널의 이음부 강성비는 보통 0.126~1.37(삼보기술단, 2003; 서울지하철, 2003; 에스코, 2003)의 분포를 가지고 있다. 본 연구의 해석 예들에서는 강성비를 강성이 아주 작은 경우에 해당되는 0.01과 일반적으로 국내에 적용되고 있는 범위를 감안하여 0.1과 1.0을 적용한다.

1) 일정강성링 모델

그림 2와 3은 일정강성링 모델을 적용한 경우의 라이닝 세그멘트에 발생한 휨모멘트와 변위를 보여주고 있다. 그림 2의 휨모멘트도는 터널 천정부로부터 반단면을 돌아 바닥부까지만의 결과를 보여주고 있다. 그림 3의 변위는 터널 천정부에서의 최대 수직변위 Δ_V와 측벽부에서의 최대 수평변위 Δ_h를 나타내고 있다. 그림 2에서 보는 바와 같이 휨모멘트는 이음부 강성비의 크기에 관계없이 라이닝의 전체에서 수치해와 이론해가 1% 미만의 아주 근소한 차이를 나타내고 있다. 그러나, 일정강성링 모델에서는 세그멘트간 이음부의 강성을 고려할 수 없고 지반반력을 직접적으로 계산할 수 없다. 그림 2에서 보인 부재력의 근소한 차이는 이론해를 얻는데 사용된 식 (9)로부터 이음부 강성비에 따른 지반반력을 계산하여 일정강성링 모델에 적용하였기 때문이다. 따라서 일정강성링 모델의 경우에 정확한 부재력의 산정을 위해서는 하중으로 작용시키는 지반반력을 정확히 산정해야 하고, 이를 위한 추가적인 하중계산 과정이 필요하다.

표 2. 해석조건

적용 물성치	경우 1	경우 2	경우 3	경우 4	경우 5
터널반경, $R_{out}(m)$	2.5	3.1	5.50	3.1	5. 50
세그멘트 두께, $t(m)$	0.3	0.35	0.55	0.35	0.55
도심선 반경, $R_{cal}(m)$	2.35	2.925	5.225	2.925	5.225
탄성계수, $E\ (kN/m^2)$	3.5e+7	3.5e+7	3.43e+7	3.5e+7	3.43e+7
단면 2차모멘트, $I\ (m^4)$	2.25e-3	3.57e-3	1.386e-2	3.57e-3	1.386e-2
터널심도 (m)	8.7	14.0	18.7	14.0	18.7
지하수위면 (m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
흙의 종류	Mucky clay	Mucky clay	Mucky clay	Mucky clay	Mucky clay
흙의 단위중량 $\gamma\ (kN/m^3)$	17.2	18.3	18.3	18.3	18.3
지반반력계수, $K_s\ (kN/m^3)$	5,000	10,000	15,000	10,000	15,000
이음부 개수	6	6	8	6	6
이음부 위치, φ (°)	30, 90, 150	8, 73, 138	22.5, 67.5, 112.5, 167.5	30, 90, 150	30, 90, 150
적용 토압 (kN/m^2)	$p_1 = 165.8$	$p_1 = 274.0$	$p_1 = 373.0$	$p_1 = 274.0$	$p_1 = 373.0$
	$p_2 = 187.9$	$p_2 = 301.0$	$p_2 = 415.1$	$p_2 = 301.0$	$p_2 = 415.1$
	$p_3 = 116.1$	$p_3 = 191.0$	$p_3 = 257.1$	$p_3 = 191.0$	$p_3 = 257.1$
	$p_4 = 60.2$	$p_4 = 86.8$	$p_4 = 137.2$	$p_4 = 86.8$	$p_4 = 137.2$
	$p_5 = 7.5$	$p_5 = 8.6$	$p_5 = 13.48$	$p_5 = 8.6$	$p_5 = 13.48$

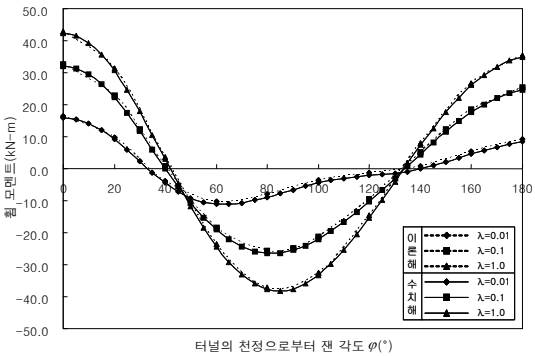


그림 2. 일정강성링 모델의 휨모멘트

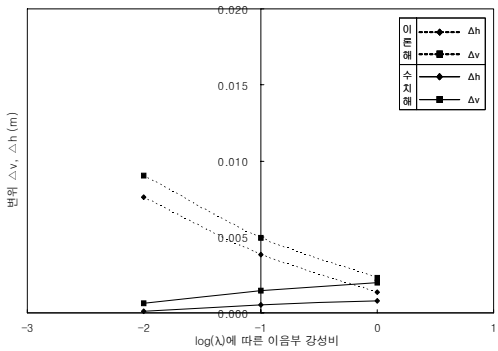


그림 3. 일정강성링 모델의 수평·수직 변위

한편, 그림 3의 변위는 $\lambda = 0.01$의 경우 수치해가 이론해보다 최대 1/8배로 작게 나타났다. 이것은 이음부의 강성이 작은 라이닝 세그멘트의 경우에 이음부의 강성이 과대평가될 수 밖에 없는 일정강성링 모델의 한계 때문이다. 그러나 그림 3의 $\lambda = 0.1$과 $\lambda = 1.0$의 경우에서 알 수 있듯이 이음부의 강성이 클수록 변위의 정확도가 향상된다.

2) 다힌지계링 모델

그림 4와 표 3은 다힌지계링 모델을 적용한 경우의 라이닝 세그멘트에 발생한 휨모멘트와 변위를 보여주고 있다.

다힌지계링 모델은 이음부가 고려되기는 하나 이음부 강성의 크기를 직접적으로 고려할 수 없다. 즉, 이음부를 힌지로 처리하기 때문에 그림 4에서 보는 바와 같이 이음부 위치인 30°, 90°, 150° 에서는 실제 쉴드터널 라이닝 세그멘트의 거동과 다르게 휨모멘트가 0으로 얻어진다.

변위 역시 표 3에서 보는 바와 같이 실제적이지 못한 크기의 값으로 나타난다. 따라서 이 모델은 라이닝 세그멘트의 변위가 발생하지 않을 정도로 지반구속력이 아주 큰 지반조건의 경우에 한하여 적용이 가능할 것으로

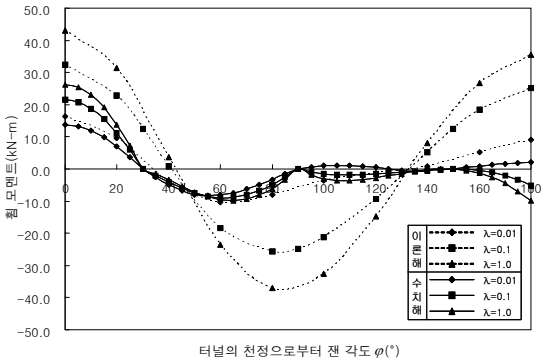


그림 4. 다힌지계링 모델의 휨모멘트

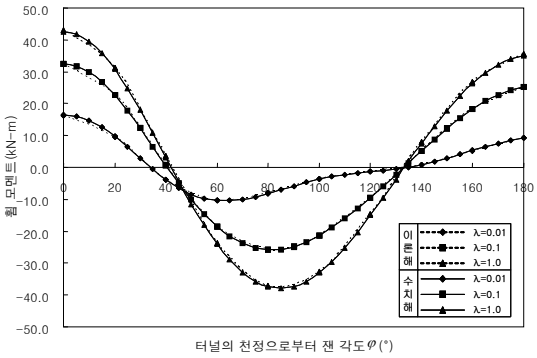


그림 5. 빔스프링 모델(1R)의 휨모멘트

표 3. 다힌지계링 모델의 수평·수직 변위

이음부 강성비(λ)	이론해		수치해	
	Δ_h (m)	Δ_V (m)	Δ_h (m)	Δ_V (m)
0.01	0.00762	0.00903	6336.2	7316.4
0.1	0.00380	0.00494	26785.5	30929.2
1.0	0.00135	0.00232	39917.4	46092.7

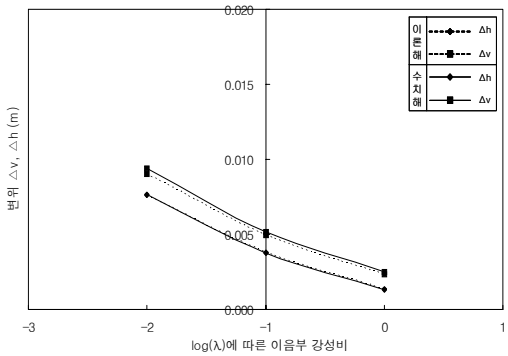


그림 6. 빔스프링 모델(1R)의 수평·수직변위

본다.

3) 빔스프링 모델(1R)

그림 5와 그림 6은 빔스프링 모델(1R)을 적용한 경우의 해석결과이다. 적용하중은 전술한 해석모델들과 마찬가지로 식 (9)를 이용하여 산정하였다. 그림 5와 그림 6에서 보는 바와 같이 휨모멘트와 변위가 이음부 강성비의 크기에 관계없이 이론해와 근사한 값으로 얻어졌다. 빔스프링 모델(1R)은 터널의 측벽부에서 수평변위를 추정한 후 간접적으로 계산된 지반반력을 적용시킨다는 점에서는 전술한 해석모델들과 유사하다. 즉, 빔스프링 모델(1R)은 이음부 강성, 지반반력의 크기 및 적용범위가 부재력의 정확도에 직접적인 영향을 준다. 따라서 이 값들이 정확히 평가되었을 경우에 한하여 설계 실무에서 신뢰성 있는 구조해석 모델로 사용될 수 있을 것이다. 그러나 해석시에 이음부 강성을 고려할 수 있다는 점에서 전술한 경우들보다는 개선된 모델이다.

한편, 라이닝 세그멘트는 터널 진행방향으로도 볼트 등으로 결합된다.

일반적으로 라이닝 세그멘트간 원주방향 이음부는 강성 저하를 작게 하기 위해서 각 링간에 엇갈린 위치에서 조립된다. 따라서, 터널 진행방향으로 서로 다른 라이닝 세그멘트 링의 강성과 인접 링간의 상호작용을 고려한 실용적인 모델로서 빔스프링 모델(2R)이 제안되어 있다. 이 모델에서는 인접한 링간을 연결하기 위한 요소로서 강체요소나 전단스프링을 사용한다(JSCE, 1977; Koyama, 2003). 그러나 연결요소의 강성을 적절하게 나타낼 수 있는 정수에 관한 평가가 불명확한 상태여서 이 모델에 대한 사용이 제한되고 있다. 이러한 이유로, 서로 다른 이음부의 위치와 개수를 갖는 라이닝은 빔스프링 모델(1R)을 이용하여 터널 진행방향으로 각각 독립적으로 해석하고 있는 것이 설계 실무에서 일반적이다.

4) 전주면스프링 모델(1R-S0)

전주면스프링 모델(1R-S0)은 지반과 라이닝 세그멘트의 상호작용에 의해 발생되는 지반반력을 지반반력계수(K_s)를 반영한 법선방향의 압축스프링을 이용하여 직접적으로 계산할 수 있는 이점이 있으나 세그멘트간 이

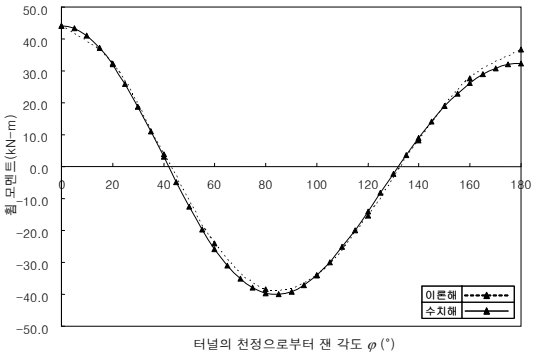


그림 7. 전주면스프링 모델(1R-S0)의 휨모멘트

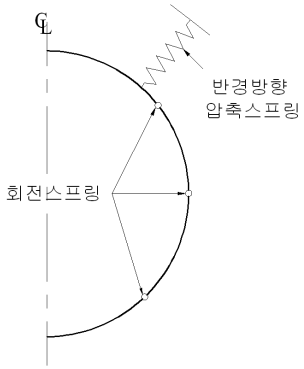


그림 8. 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)의 구조도

음부는 고려할 수 없다. 해석결과의 비교를 위한 이론해를 얻는 과정에서 본 예제는 일정강성링에 해당되며 식(1)의 이음부 회전강성은 $K_\theta = 4EI/l$로 가정하였다.

그림 7은 이론해와 수치해에 의한 라이닝 세그멘트의 휨모멘트를 보여주고 있다. 터널의 바닥부 주변(160° ~180°)을 제외하고는 전주면스프링 모델(1R-S0)에 의한 수치해가 이론해와 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 터널 바닥부 주변에서 보인 차이는 지반반력의 작용범위에서 기인하였다. 이론해의 경우는 $45° \le \varphi \le 135°$로 고정된 범위로 가정하는 반면에 수치해의 경우는 지반조건에 따라 변할 수 있다. 본 예제의 경우는 수치해가 $50° \le \varphi \le 140°$로 이론해보다 터널 바닥부 쪽의 범위에 약간 치우쳐 작용한 것으로 해석되었다. 따라서, 전주면스프링 모델(1R-S0)의 경우는 일정강성링 모델과 같이 이음부의 강성이 큰 라이닝 세그멘트의 해석에서는 매우 효과적으로 사용될 수 있을 것으로 본다.

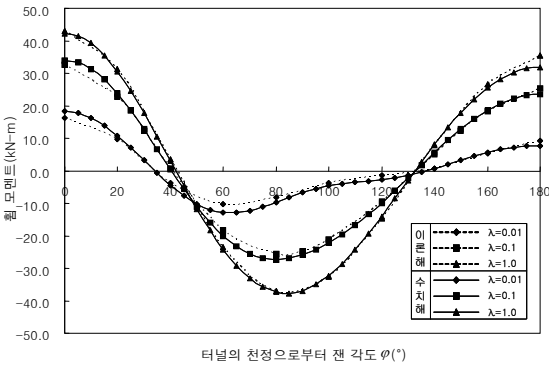


그림 9. 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)의 휨모멘트

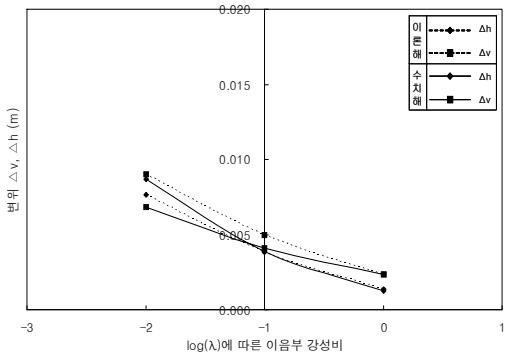


그림 10. 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)의 수평·수직변위

3.2 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)

현재 라이닝 세그멘트의 해석 및 설계에 가장 많이 사용되고 있는 구조해석 모델들의 분석을 통하여, 사용의 편이와 해석결과의 신뢰가 동시에 요구되는 설계 실무에 적절한 해석모델로서 본 연구에서는 그림 8과 같은 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)을 제안하고자 한다.

전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)은 기존의 해석모델들의 장점들을 조합한 모델로서 장점은 다음과 같다.

1) 라이닝 세그멘트의 이음부와 이음부 강성크기를 고려할 수 있다.
2) 라이닝 세그멘트와 지반과의 상호작용에 의한 지반반력을 압축스프링을 이용한 연결요소로서 자동적으로 산정할 수 있다.

그림 9와 10은 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)을 적용한 경우의 라이닝 세그멘트에 발생한 휨모멘트와

표 4. 라이닝 세그멘트의 설계에 적용되는 구조해석모델의 비교

구조해석모델	이음부강성 고려 가능여부	지반반력 입력방법	비 고
일정강성링 모델	불가능	하중으로 입력	측벽부의 수평변위로부터 추정하는 관용계산식을 이용
다 힌지계링 모델	가능	하중으로 입력	
빔스프링 모델 (1R)	가능	하중으로 입력	
빔스프링 모델 (2R)	가능	하중으로 입력	
전주면스프링 모델 (1R-S0)	불가능	압축스프링상수 (지반반력계수)로 입력	지반반력이 자동계산
전주면빔이음스프링모델(1R-S0)	가능	압축스프링상수 (지반반력계수)로 입력	

변위를 보여주고 있다.

휨모멘트는 그림 9에서 보는 바와 같이 이음부 강성비가 0.1이하일 때 라이닝 세그멘트의 천정부에서 아래방향으로 볼 때 40° ~ 80° 범위에서 약간의 차이를 보이나대부분의 범위에서 이론해와 거의 유사한 결과를 나타내고 있다. 40° ~ 80° 범위에서의 차이는 전주면스프링 모델(1R-S0)에서와 같이 이론해가 지반반력의 적용범위를 고정된 범위로 가정하고 있기 때문이다.

그림 10에서 보는 바와 같이 변위 역시 이음부 강성비가 0.1이하인 경우에서는 수치해와 이론해가 다소 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 그러나, 이러한 차이 값의 절대적인 크기는 공학적인 의미를 부여하기는 어렵다고 판단한다.

한편, 현재 우리나라에서 건설중에 있거나 건설이 완료된 쉴드터널 라이닝 세그멘트의 이음부 강성크기는 대부분 0.1이상에서 1.0 내외의 값으로 설계되어져 있다. 따라서, 이러한 크기의 강성을 갖는 라이닝 세그멘트의 해석 및 설계에서는 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)이 설계실무에 매우 적합할 것으로 판단된다. 표 4 에서는 각 구조해석모델별 장단점 등을 비교하여 제시하였다.

4. 이음부 강성과 지반강성 및 이음부 분할의 영향

전술한 결과로부터 이음부는 쉴드터널 라이닝 세그멘트의 거동에 큰 영향을 주는 변수임을 알 수 있었다. 이번 장에서는 이음부 강성과 지반강성, 이음부 분할 분포 및 분할 개수의 영향에 관하여 분석하고자 한다.

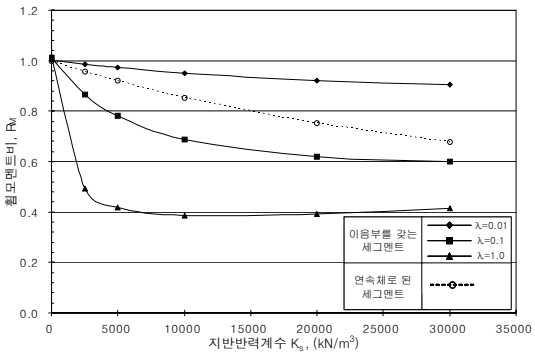


그림 11. 지반조건의 변화에 따른 이음부 강성비 별정 휨모멘트비

4.1 이음부 강성과 지반강성

본 절의 해석 예에선 지반강성을 나타내는 지반반력계수의 해석범위를 지반반력을 기대할 수 없을 정도로 아주 연약한 지반($K_s = 0$)에서부터 지반이 아주 견고한 상태(K_s =30,000kN/m^3)까지 고려한다. 이음부 강성비는 아주 작은 값인 0.01과 실무해석에 적용되고 있는 범위인 0.1과 1.0을 적용하여 해석하였다. 나머지 해석조건들은 표 2의 경우 1과 같다.

그림 11은 지반강성에 따라 이음부 강성비별 라이닝 세그멘트의 천정부에 발생된 최대 정 휨모멘트비(R_M)를 보여주고 있다. 실선으로 나타낸 휨모멘트비는 식(11)과 같이 두께 30cm로 이음부없이 연속된 라이닝 세그멘트와 이음부($\lambda = 0.01, 0.1, 1.0$)를 갖는 경우에서의 값을 비교한 것이다.

$$R_M = \frac{|\text{이음부를 갖는 세그멘트의 최대 정 휨 모멘트}|}{|\text{연속체로 된 세그멘트의 최대 정 휨모멘트}|} \quad (11)$$

그림 11에서 점선은 식(12)와 같이 지반반력계수가 $K_s = 0$인 경우에 연속체로 가정된 라이닝 세그멘트의 천정부에 발생된 최대 정 휨모멘트에 대한 지반강성의 변화에 따른 휨모멘트비를 나타내고 있다.

$$R_M = \frac{|\text{지반강성별 연속체 세그멘트의 최대 정 휨 모멘트}|}{|K_s = 0\text{에서의 연속체 세그멘트의 최대 정 휨모멘트}|} \quad (12)$$

그림 11의 점선에서 지반강성이 커짐에 따라 라이닝 세그멘트의 발생하는 휨모멘트 크기가 감소하는 것을 확인할 수 있다. 그림 11의 실선에서는 이음부 강성의 크기가 큰 $\lambda = 1.0$의 경우에는 지반강성이 커짐에 따라 완만한 기울기로 약 0.9정도의 휨모멘트비로, 이음부 강성의 크기가 상대적으로 작은 $\lambda = 0.01$에서는 지반강성이 약간 증가해도 약 0.4정도로 빠르게 수렴하고 있는 것을 알 수 있다. 즉, 이음부를 갖는 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트의 크기는 일정한 크기 이상의 지반강성에서는 지반강성의 크기에 관계없이 이음부가 없는 연속체 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트의 크기에 일정한 비율로 수렴하였다.

4.2 이음부 분할 분포의 영향

표 2의 경우 2와 경우 4의 조건을 가지고 이음부 분할 분포가 라이닝 세그멘트의 거동에 미치는 영향에 대하여 분석한다. 경우 2는 라이닝의 반단면에서 φ= 8°, 73°, 138° 의 위치에 이음부가 있고, 경우 4의 이음부는 φ=30°, 90°, 150° 에 위치한다고 가정한 것이다. 그 이외의 해석조건은 경우 2, 4와 동일하다.

그림 12와 13은 이음부 분할 분포의 변화에 따라 이음부 강성비별 라이닝 세그멘트에 발생한 휨모멘트와 변위를 보여주고 있다.

그림 12에서 보는 바와 같이 측벽부의 휨모멘트는 이음부의 강성이 작은 $\lambda = 0.01$인 경우를 제외하고는 이음부 분할 분포에 관계없이 서로 근사한 크기로 나타났다.

그림 13에서 보는 바와 같이 수평변위는 수직변위에 비하여 이음부의 분할 분포에 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 그러나, 천정부와 바닥부의 휨모멘트 및 천정부 수직변위는 이음부의 분할 분포에 따라 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.

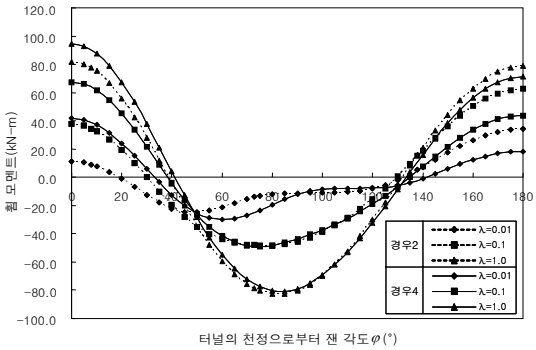


그림 12. 이음부 분할 분포 변화에 따른 휨모멘트

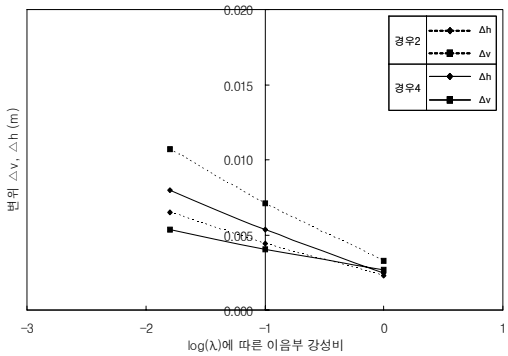


그림 13. 이음부 분할 분포 변화에 따른 수평·수직 변위

특히, 이음부의 강성이 작을수록 그 영향은 더욱 커지는 것을 알 수 있다. 따라서, 이음부의 강성이 작은 경우에는 이음부 배치에 주의해야 하며 가능하면 천정부 쪽 배치를 피해야 할 것이다.

4.3 이음부 분할 개수의 영향

이번 절에서는 이음부 분할 개수가 라이닝 세그멘트의 휨모멘트와 변위에 미치는 영향을 표 3의 경우 3과 경우 5의 해석조건에 대해서 알아본다. 경우 3은 라이닝의 반단면을 기준으로 φ=22.5°, 67.5°, 112.5°, 157.5° 에 4개의 이음부를 배치한 경우이고, 경우 5는 3개의 이음부를 φ=30°, 90°, 150° 에 배치한 경우이다.

그림 14와 15는 이음부 강성별로 이음부 분할 개수에 따른 라이닝 세그멘트에 발생된 휨모멘트와 변위를 보

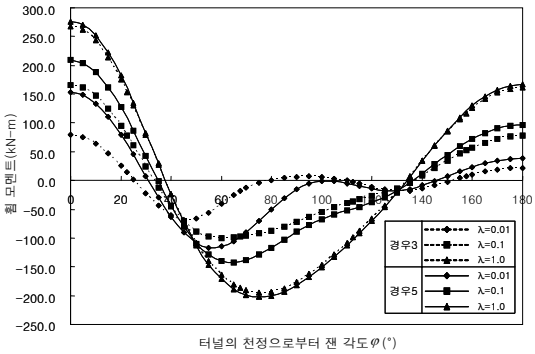


그림 14. 이음부 분할 개수 변화에 따른 휨모멘트

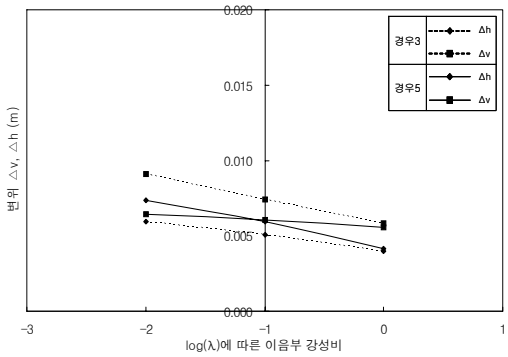


그림 15. 이음부 분할 개수 변화에 따른 수평·수직 변위

여주고 있다.

그림 14에서 보는 바와 같이 휨모멘트는 전체 단면에서 이음부의 강성이 큰 $\lambda = 1.0$의 경우를 제외하고는 이음부 분할 개수에 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 이음부의 개수가 많을수록 라이닝 세그멘트 강성의 저하로 휨모멘트의 크기가 작게 나타났다. 수직 변위의 경우는 그림 15에서 보는 바와 같이 이음부의 개수가 많을수록 커졌다. 그러나 이음부 강성이 큰 $\lambda = 1.0$의 경우는 이음부의 개수에 관계없이 휨모멘트와 변위의 크기가 전체 단면에서 서로 근사한 값을 보이고 있다.

5. 결 론

1) 현재 설계실무에서 쉴드터널 라이닝 세그멘트에 적용하고 있는 구조해석 모델들의 적용성 평가를 통해 전주면빔이음스프링 모델(1R-S0)을 제안하였다. 제안된 모델은 사용의 편이성, 현장조건의 적용성, 해석결과의 정확성 측면에서 현재의 실무여건에서 매우 적정한 모델일 것으로 판단한다.
2) 이음부를 갖는 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트는 일정한 크기 이상의 지반강성에서 이음부가 없는 연속체의 라이닝 세그멘트에 발생하는 휨모멘트의 크기에 일정한 비율로 수렴한다.
3) 측벽부에 비하여 천정부와 바닥부의 휨모멘트 및 천정부 수직변위는 이음부의 분할분포에 따라 큰 영향을 받는다. 특히, 이음부의 강성이 작을수록 그 영향은 더욱 커진다.
4) 이음부 강성이 클수록 전체 단면의 휨모멘트와 변위에 미치는 이음부 개수에 영향은 크지 않다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행하는 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술 C01)에 의해서 이루어진 것으로, 이에 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 김희준 (2007), “쉴드터널 세그멘트 라이닝의 이음부 특성에 관한 연구”, 부경대학교 대학원 토목공학과 석사학위논문, pp. 18～35
2. 삼보기술단 (2003), “분당선 연장선 구조계산서”, pp. 248.
3. 서울지하철 (2003), 서울지하철 7호선 연장(온수～부평구청) 703공구 구조계산서, pp. 193.
4. 에스코컨설턴트 (2003), 분당선 연장선 구조계산서, pp. 250.
5. (주)마이다스아이티 (2005), MIDAS/CIVIL, (주)마이다스아이티.
6. 정경환, 유창도, 조성호, 황부성, 한경태, 김태효, 정두회 (2004), “일본과 국내의 실드세그멘트 경향비교”, 한국터널공학회, 정기 학술대회 논문집, pp. 175～196.
7. International Tunnelling Association Working Group No. 2. (2000), “Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 3, pp. 303～331.
8. Kansai International Public Relations Promotion Office (1997), http://www.kippo.or.jp/culture/gendai/ evolving/pho03.htm

9. Japan Society of Civil Engineers (1977), The design and construction of underground structures.
10. Koyama, Y. (2003), "Present status and technology of shield tunneling method in Japan", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 18, pp. 145～159.
11. Lee, K. M., Hou, X. Y., Ge, X. W., Tang, Y. (2001a), "An analytical solution for a jointed shield-driven tunnel lining", Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., Vol. 25, No. 4, pp. 365～390.
12. Lee, K. M., Ge, X. W. (2001b), "The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure", Can. Geotech. J., Vol. 38, No. 3, pp. 461～483.

정 두 회
부경대학교
건설공학부
부교수
E-mail: dhjung@pknu.ac.kr

이 환 우
부경대학교
건설공학부
교수
E-mail: hwanwoo@pknu.ac.kr

김 관 수
부경대학교
대학원 토목공학과
공학석사
E-mail: tropis@hanmail.net