

## 병렬터널 필라부 거동에 대한 수치해석 검토

### A Study on Pillar Behavior of Twin Parallel Tunnels by Numerical Approach

변 요 셉<sup>1)</sup> · 김 현 기<sup>1)</sup> · 이 상 수<sup>2)</sup> · 천 병 식<sup>†</sup>

Byun, Yoseph · Kim, Hyungi · Lee, Sangsu · Chun, Byungsik

**ABSTRACT** : Safety estimation of the pillar between parallel tunnels are very important considering stress concentration in case the pillar width is not enough to secure the stability. Pillar width needs to be determined properly because of the progressive failure-risk of pillar due to stress-concentration. In this research, the effect of element size in numerical analysis was evaluated based on that yield pillar's stability and proposed systematic analysis about pillar's stability examination. In consequence of it, element size does not give any effect on intensity stress ratio. On the other hand, the analysis using the smaller element size results in lower safety factor in strength reduction technique. In case of the weathered re.k on the main ground layer, the analysis of result was not reliable. In conclusion, the smaller element size is, the more stable factor is.

**Keywords** : Parallel tunnels, Strength reduction technique, Strength-stress ratio

**요 지** : 병렬터널의 이격거리가 근접할수록 응력집중으로 인하여 필라(pillar)의 파괴 위험이 큰 만큼 필라의 응력 검토 및 필라의 강도를 고려한 필라의 안정성 평가는 병렬터널의 이격거리 검토 시 매우 중요한 사항이다. 본 연구에서는 필라의 안정성을 구하는 방법 중 하나인 수치해석의 요소크기를 검토하여 필라부 안정성 검토에 대한 체계적인 분석을 제안하였다. 그 결과, 강도응력비는 요소크기에 따른 영향이 크게 없었고, 강도감소법에 의한 안전율은 요소가 작을수록 안전율이 작게 나왔다. 특히 지반이 풍화암인 경우 요소크기에 대한 안전율 값 차이가 크므로 지반이 불량한 경우 요소의 크기를 작게하는 것이 안정적인 결과를 나타냈다.

**주요어** : 병렬터널, 강도감소기법, 강도응력비

## 1. 서 론

근접터널에서는 필라부의 안정성이 터널의 이격거리 및 터널의 형식을 결정하는 중요한 요소로 작용한다. 중앙 필라의 안정성은 터널의 이격거리 및 필라부 보강 또는 2-Arch 공법 적용 판단 근거가 된다. 중앙 필라의 안정성 검토 방법은 모형시험, 이론식 및 경험식에 의한 안전율, 수치해석 등의 방법이 있다. 그러나 모형시험은 정확한 이격거리 산정의 판단 근거로 미비하고 실무에서 매번 시행하기 어려우므로 실무에서는 이론식 및 경험식에 의한 검토와 수치해석에 의한 검토로 필라부 안정성 검토 및 병렬터널의 이격거리를 산정한다. 이론식 및 경험식은 Matsuda, T.(1998)에 의해 제안된 방법, 지류론(tributary theory)을 이용하여 안전율을 평가하는 방법이 있는데 이론식 및 경험식에 의한 검토 결과는 주로 탄성지반에서 원형단면에 대한 결과이어서 터널통과구간의 지형과 공학적 특성을 반영한 수치해석에 의한 검토

가 터널의 이격거리를 결정하는데 신뢰도가 높다. 수치해석은 터널의 거동이 탄성 거동 시 요소 간격에 상관없이 변위나 응력이 비슷하게 나오나 지반이 소성 거동 시 요소 간격이 좁을수록 소성영역이 확대되어 변위 및 응력값이 변화된다. 유광호 등(2001)은 터널 안정성 평가에 대한 검토에서 요소크기가 작을수록 터널의 안정성이 감소한다고 하였다.

한편 필라부 안정성을 수치해석으로 검토 시 주로 강도응력비와 강도감소법에 의한 안전율로 판단하는데 수치해석의 결과는 요소크기와 관련이 있다. 요소 간격이 충분히 촘촘하지 않게 모델링하여 필라부 소성영역이 작은 경우 필라부가 안정하다고 판단하여 필라부를 보강하지 않을 수 있으며 터널의 이격거리를 좁게 결정할 수 있다. 그러므로 터널의 이격거리 및 보강여부 판단 시 요소크기에 대한 민감도 분석이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 병렬터널의 필라부 안정성 평가를 위해 강도응력비 및 강도감소기법에 산정한 안전율을 산정하고, 수치해석의 요소크기의 민감도 분

1) 정희원, 한양대학교 대학원 건설환경공학과 박사과정

2) 비희원, (주)특수건설, 공사팀 대리

† 정희원, 한양대학교 공과대학 건설환경공학과 교수(E-mail : hengdang@unitel.co.kr)

석을 통하여 암반 등급별 및 필라폭에 대한 필라의 거동을 검토하는데 그 목적이 있다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 수치해석에 의한 필라 안정성 평가

수치해석을 통한 정밀 검토 방법은 필라부에 작용하는 주응력을 이용하여 암반 파괴기준에 근거한 강도응력비, 강도감소법에 의한 안전율을 산정하여 필라의 최소두께 변화에 따른 해당 암반조건에서의 터널거동 분석 및 평가를 통하여 안정성을 검토하는 방법이다.

### 2.2 강도응력비(Strength-Stress Ratio)

다양한 구속압력( $\sigma_3$ )에 대하여 소성파괴의 시작은 다음과 같이 표현될 수 있는 Mohr - Coulomb 파괴기준에 의해 규명된다고 가정하면 식 (1)과 같이 표현된다.

$$\sigma_{1f} = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \quad (1)$$

여기서, 암반의 일축압축강도  $\sigma_{cm}$ 은 식 (2)와 같이 정의된다.

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2)$$

또한,  $\sigma_3$ 에 대한  $\sigma_1$ 의 기울기  $k$ 는 식 (3)과 같다.

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3)$$

여기서,  $\sigma_{1f}$  : 파괴 시 축방향 응력

$\sigma_3$  : 구속응력

$c$  : 암반의 점착강도

$\phi$  : 암반의 내부마찰각

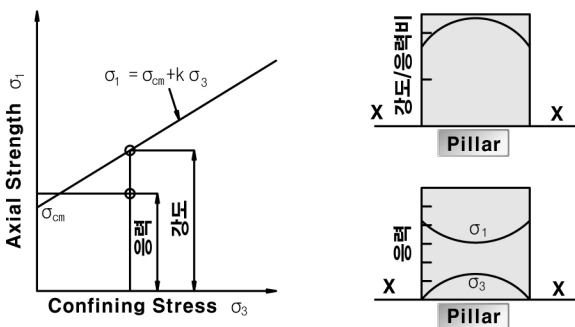


그림 1. 암반 필라부 강도응력비 곡선 및 응력분포도

$$\text{강도응력비} = \frac{\sigma_3 - \sigma_{1f}}{\sigma_3 - \sigma_1} \quad (4)$$

여기서,  $\sigma_1$  : 최대주응력

$\sigma_3$  : 최소주응력

$\sigma_{1f}$  : 파괴 시 축방향 응력

### 2.3 강도감소법(Strength reduction technique)

터널해석 수행 시 사면의 경우와 달리 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문에 한계평형법에 기초한 해석법 등을 적용하여 안전율을 구하기 곤란하다. 이러한 이유로 터널을 대상으로 한 수치해석은 적량적인 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는데 제한적으로 사용되어 오고 있다. 따라서 터널굴착에 따른 변위 및 지보재 응력 검토와 함께 정량적인 안정성의 평가과정으로 강도감소기법(Strength reduction technique)을 이용하여 안전율 개념을 도입한다(유광호 등, 2001). 또한 앞서 말한 터널굴착에 따른 암반 필라의 안정성은 주응력 평면상에서 필라의 평균응력을 검토하여 개략적인 안전율인 강도응력비를 구할 수 있으나, 터널의 형상 및 크기를 고려한 터널 자체의 안전율을 구하기는 곤란하므로 터널 자체 안정을 판단하기 위해 강도감소기법을 적용하였다. 전단강도감소기법을 이용하여 안전율을 산정하기 위해서는 실제 지반의 점착력( $c$ )과 내부마찰각( $\phi$ )을 시험안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복수행한다. 이 때 시험안전율과 이에 의해 감소된 지반물성치는 그림 2에서 보는 바와 같이 원래의 물성을 선형적으로 감소시킨 것이며, 원래의 물성과 관계는 식 (5), 식 (6)과 같다.

$$c^{trial} = \frac{c}{F^{trial}} \quad (5)$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{F^{trial}} \right) \quad (6)$$

유광호 등(2001) 및 김도식 등(2004, 2007)이 제안한 터널의 안정성 검토 시 사용하는 강도응력비와 강도감소법에 의한 안전율은 아직 정확한 기준이 확립되지 않아 최소안전율을 결정할 수 없지만 정경한 등(2007)이 적용한 필라 안

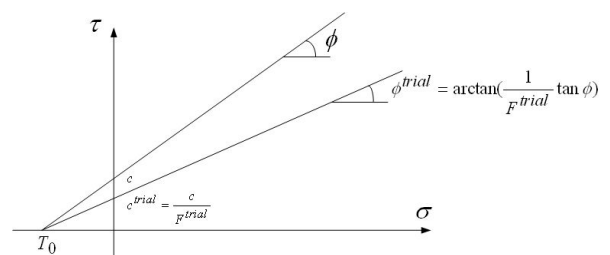


그림 2. 전단강도와 시험전단강도

정성 검토 시 최소강도응력비는 1.0이다. 그러므로 최소강도 응력비 및 강도감소법에 의한 최소안전율은 1.0으로 한다.

### 3. 해석모델링

#### 3.1 개요

본 연구에서는 암반 등급별 및 요소크기에 대한 필라의 거동을 구하기 위하여 그림 3에서 보는 바와 같이 해석단계별 필라부 중심 주응력과 필라부 평균 주응력을 대상으로 분석하였으며, 수치해석에 의한 필라부의 주응력은 터널 중심과 동일한 높이 즉, 필라의 폭이 최소가 되는 부분의 중심에 작용하는 주응력과 필라폭의 평균 주응력을 기준으로 분석하였다.

#### 3.2 해석단면

터널 단면은 도로공사 표준단면(폭 13.15m, 높이 8.28m)을 적용하였고, 측면 및 하부경계는 터널 굴착 시 발생하는 굴착상당외력을 감안하여 터널 주변으로부터 터널 직경의 4배 이상으로 고려하였다. 해석 대상지반은 굴착지층은 연암으로 구성되어 있으며, 굴착지층을 기준으로 상부는 풍화암으로, 그 하부는 경암이 위치하는 것으로 간주하였다. 한편, 록볼트 설치 시 필라보강 효과가 나타나므로 지지보재로는 두께 16cm의 슛크리트만 시공되는 것으로 가정하였다.

터널 해석 시 요소의 크기가 해석 결과에 미치는 영향을 살펴보기 위해서 2차원 유한차분 해석프로그램인 Itasca(2002)

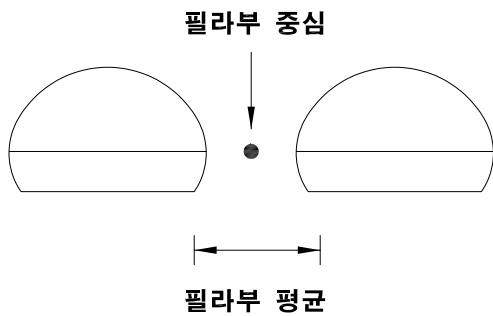


그림 3. 필라부 주응력 분석 위치

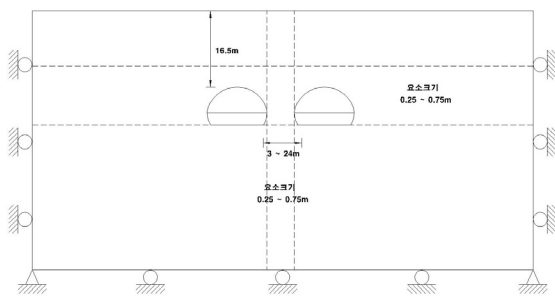


그림 4. 해석단면 및 경계조건

의 FLAC(Ver.4.0)을 이용한 수치해석을 수행하였다.

### 3.3 지반 및 지보재 모델링

해석에 사용한 지반 물성치는 강도감소법을 적용하기 위해 Mohr-Coulomb 파괴기준을 따르는 모델을 적용하였으며, 해석에 사용된 지반의 역학적 특성은 표 1에서 보는 바와 같다. 지보재는 표 2에서 보는 바와 같이 물성을 적용해 주었으며, 록볼트 설치 시 필라보강 효과가 나타나므로 슛크리트만 고려하였다. 해석영역의 이산화에 있어서 지반은 4절점 및 3절점 평면변형요소를 이용하였으며, 슛크리트는 2절점 보요소를 이용하여 모델링하였다. 하중분담율은 경험식을 근거로 표 3과 같이 적용하였다. 좌우측 측면경계는 그림 4에서 보는 바와 같이 x방향(수평방향) 변위를 구속하고 하부경계는 y방향(수직방향) 변위를 구속하여 경계조건

표 1. 지반 물성치

암반 등급	단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	탄성계수 (kN/m <sup>2</sup> )	점착력 (kN/m <sup>2</sup> )	내부 마찰각 (°)	포아송비 (ν)	축압 계수 (K <sub>0</sub> )
풍화암	20.0	500,000	80	30	0.30	0.5
연 암	23.0	1,500,000	300	35	0.30	0.5
경 암	25.0	6,000,000	850	40	0.25	0.5

표 2. 병렬터널 지보재 물성치

구 분	탄성계수 (kN/m <sup>2</sup> )	강도 (kN/m <sup>2</sup> )	포아송비 (ν)	
스�크리트 (t=16cm)	연성	5,000,000	100	0.2
	강성	15,000,000	210	0.2

표 3. 병렬터널 하중분담율

암반 등급	굴착(%)	연성(%)	강성(%)
연 암	45	25	30

표 4. 시공모델링

단계	시공모델링
초기단계	초기응력상태
1단계	좌측 터널 상반 굴착
2단계	상반 연성 슛크리트
3단계	상반 강성 슛크리트
4단계	좌측 터널 하반 굴착
5단계	하반 연성 슛크리트
6단계	하반 강성 슛크리트
7단계	우측 터널 상반 굴착
8단계	상반 연성 슛크리트
9단계	상반 강성 슛크리트
10단계	우측 터널 하반 굴착
11단계	하반 연성 슛크리트
12단계	하반 강성 슛크리트

을 선정하였다. 터널 주변부의 요소망 크기를 0.25m, 0.5m, 0.75m인 3가지를 사용하였고, 터널 주변부 외의 요소는 일정크기를 사용하였다. 터널 필라부 폭은 0.25D(3m), 0.5D(6m), 1.0D(12m), 2.0D(24m)으로 하여 필라폭에 대한 안정성을 검토하였다. 한편, 시공과정의 모델링에 있어서 표 4에서 보는 바와 같이 좌측터널을 선 굴착하고 우측터널을 후 시공하는 조건으로 시공단계를 모델링하였다.

## 4. 해석결과 및 분석

### 4.1 필라폭에 따른 필라의 거동

필라폭 및 지층별 필라부 최대주응력 검토 결과 그림 5 및 6에서 보는 바와 같이 지층에 상관없이 필라폭 요소 크

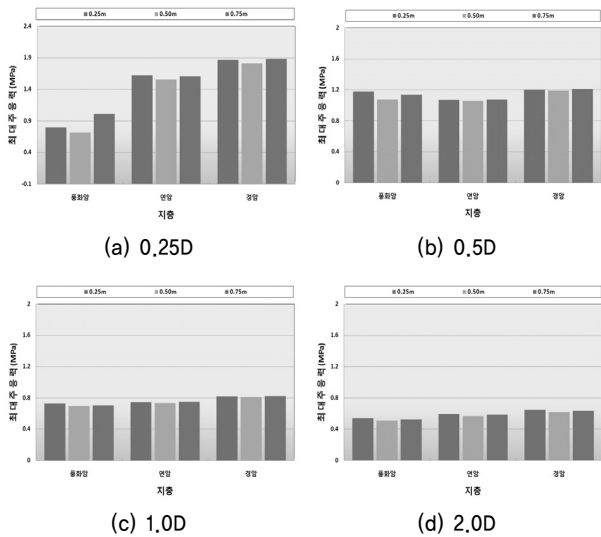


그림 5. 필라폭에 따른 필라부 중심 최대주응력

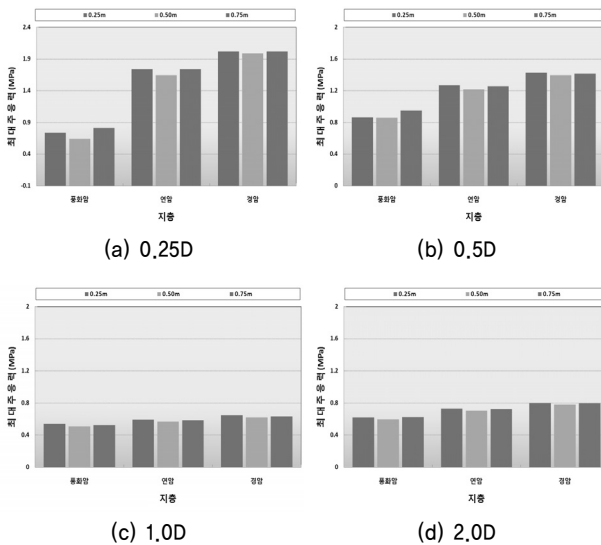


그림 6. 필라폭에 따른 필라부 평균주응력

기 0.5m인 경우 중심부 최대주응력 및 평균주응력이 가장 작게 나왔다. 또한 필라폭 0.25D, 0.5D인 경우, 중심부 최대주응력이 평균주응력보다 크게 나타난 풍화암 지층인 경우 중심부 최대 주응력이 평균주응력보다 작게 나오는 연암 및 경암 지층의 경우와 다르게 나타났다. 이는 풍화암 지층의 경우 연암이나 경암에 비하여 강도가 작고, 필라부의 소성영역의 확대되어 소성영역에서의 국부적인 응력이 불균일하게 집중되기 때문으로 판단된다. 한편, 필라폭 1.0D와 2.0D의 경우 풍화암의 필라부 중심 최대주응력이 필라 평균주응력보다 작게 나왔는데, 이는 터널 이격거리 1.0D와 2.0D인 경우 0.25D와 0.5D와 다르게 풍화암 지층에서도 필라부의 소성영역이 확대되지 않았기 때문으로 판단된다.

### 4.2 수치해석 결과에 의한 안전율

수치해석으로 필라부 안정성평가를 위한 방식은 유광호 등(2001), 김도식 등(2004, 2007)이 제한한 방식인 강도응력

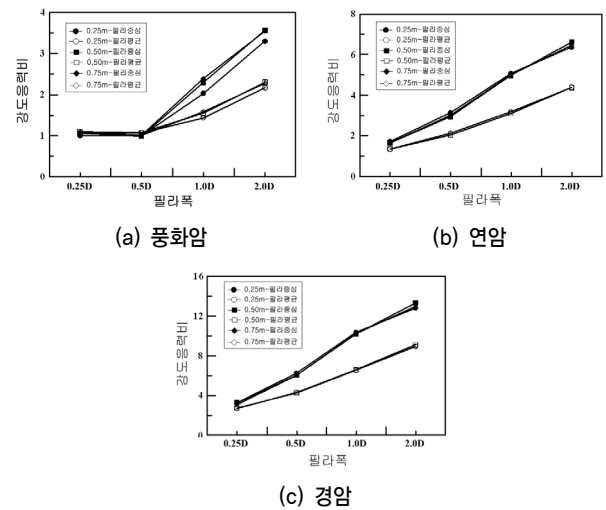


그림 7. 지층별 강도응력비

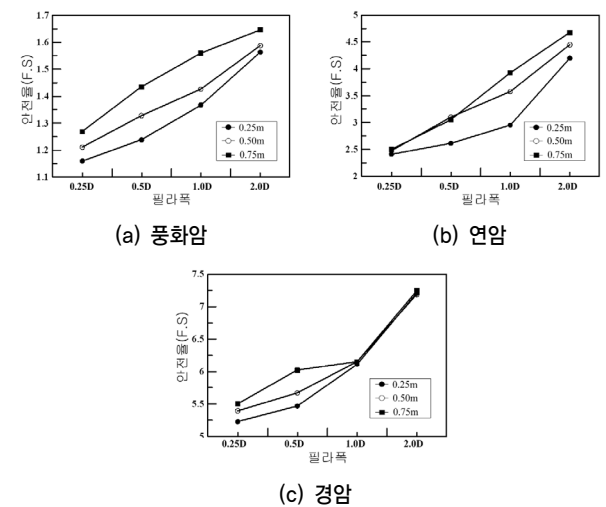


그림 8. 지층별 강도감소법에 의한 안전율

비와 강도감소법에 의한 안전율로 검토하였다. 강도능력비는 수치해석에서 구한 필라부 최대주응력과 최소주응력으로 하여 구할 수 있고 강도감소법은 수치해석상 해석 결과를 이용하여 구하였다. 강도능력비와 강도감소법에 의한 안전율로 구한 필라부 안정성 결과 그림 7과 8에서 보는 바와 같다. 강도감소법의 안전율은 요소크기가 작을수록 작게 나오지만 강도능력비는 표 5에서 보는 바와 같이 요소크기와 상관없는 경향을 보인다. 이는 강도능력비가 요소당 최대주응력과 최소주응력의 관계에서 나오기 때문에 요소

표 5. 지층별 주응력 상태

지층	경형식	요소크기	최대주응력 ( $\sigma_1$ , kN/m <sup>2</sup> )	최소주응력 ( $\sigma_3$ , kN/m <sup>2</sup> )	파괴강도 ( $\sigma_{1f}$ , kN/m <sup>2</sup> )
풍화암	0.25D	0.25m	731	161	760
		0.50m	642	137	688
		0.75m	813	195	862
	0.5D	0.25m	861	209	904
		0.50m	857	202	883
		0.75m	948	231	970
	1.0D	0.25m	743	230	967
		0.50m	740	246	1,015
		0.75m	779	266	1,075
2.0D	0.25m	620	256	1,045	
	0.50m	597	253	1,036	
	0.75m	621	266	1,075	
연암	0.25D	0.25m	1,737	298	2,252
		0.50m	1,642	260	2,112
		0.75m	1,735	292	2,230
	0.5D	0.25m	1,267	320	2,333
		0.50m	1,216	282	2,193
		0.75m	1,256	309	2,292
	1.0D	0.25m	928	307	2,285
		0.50m	902	286	2,207
		0.75m	927	303	2,270
	2.0D	0.25m	727	287	2,211
		0.50m	704	272	2,156
		0.75m	723	283	2,196
경암	0.25D	0.25m	2,018	286	4,960
		0.50m	1,988	262	4,850
		0.75m	2,020	246	4,776
	0.5D	0.25m	1,428	310	5,071
		0.50m	1,396	294	4,997
		0.75m	1,415	295	5,002
	1.0D	0.25m	1,039	311	5,075
		0.50m	1,010	295	5,002
		0.75m	1,027	300	5,025
	2.0D	0.25m	797	279	4,928
		0.50m	778	271	4,891
		0.75m	794	274	4,905

크기와 상관성이 떨어진다고 판단된다. 필라부 중앙 주응력으로 검토한 강도능력비와 필라부 평균 주응력으로 검토한 강도능력비를 비교해보면 연암 및 경암의 강도능력비는 필라부 평균 주응력이 작지만 풍화암에서 터널 이격거리 3m(0.25D), 6m(0.5D)에서는 필라부 중앙 강도능력비가 더 작게 나타났다. 이는 풍화암 필라부 폭 3m(0.25D)의 경우 필라부 중심 좌측 및 우측 터널의 소성영역이 겹쳐 발생하여 필라부 중심의 최대주응력이 더 작게 나오는 것으로 판단된다. 그러므로 지반이 불량하고 필라부 폭이 좁은 경우 강도능력비 계산 시 적용하는 주응력은 필라부 평균주응력이 아닌 필라부 중심부 주응력이 더 타당성이 있을 것으로 판단된다.

### 4.3 슛크리트 부재력 결과

지층별 및 필라폭에 따른 슛크리트 최대휨압축응력 및 최대전단응력 검토 결과, 그림 9와 10에서 보는 바와 같이

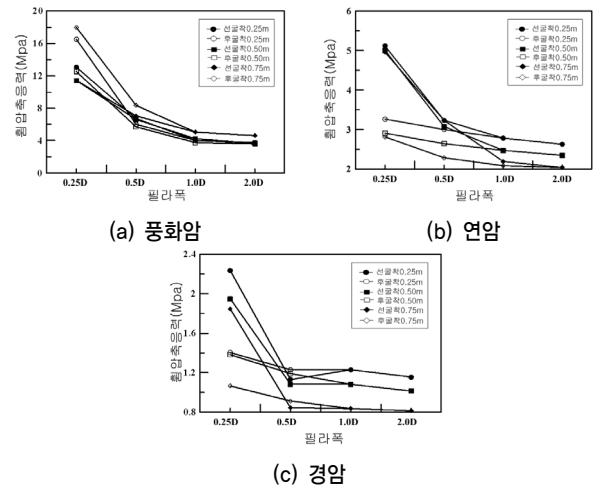


그림 9. 지층별 슛크리트 휨압축응력

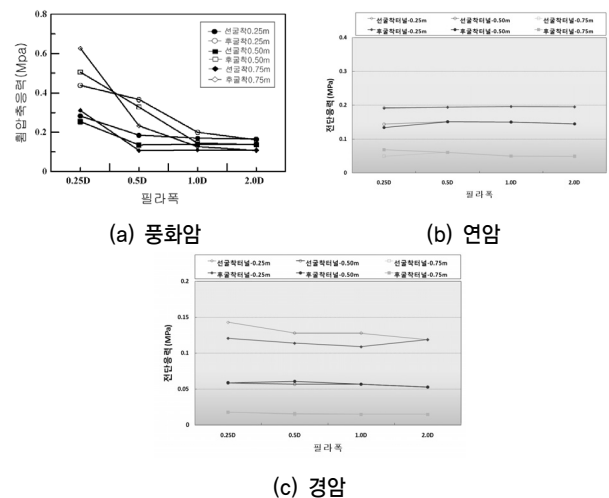


그림 10. 지층별 슛크리트 전단응력

필라폭이 넓을수록 터널의 숏크리트 부재력이 감소하고 좌측터널 및 우측터널의 부재력이 비슷해진다. 이는 필라폭이 증가하면 각각 독립된 터널의 거동이 되는 것을 알 수 있다. 각 터널의 숏크리트 최대휨압축응력 및 최대전단응력 결과를 기준으로 풍화암층에서는 필라폭 2.0D, 연암층에서는 1.0D, 경암층에서는 0.5D 이상되어야 좌측터널과 우측터널의 부재력 거동이 독립적이 된다. 필라폭 0.5D에서 0.25D로 감소했을 때 숏크리트 휨압축응력 및 전단응력이 약 2배 증가한 것을 알 수 있다. 이는 필라폭이 0.25D에서 터널의 상호영향이 크다는 것을 알 수 있다.

표 6. 경험식 종류와 안전율 산정식

암반 등급	작용응력( $S_p$ )	필라의 강도( $\sigma_p$ )	안전율
Peck 방법	$\gamma \cdot H \cdot (1 + D/P)$	$2 \cdot C \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi)$	$F_s = \sigma_p / S_p$
Matsuda 방법	(if H>D) : $\gamma \cdot D \cdot B/P$ (if H<D) : $\gamma \cdot H \cdot B/P$	$q_u$	

H : 토피고 D : 터널폭 B : 이완하중폭 P : 필라폭  $\gamma$  : 단위중량  
C : 점착력  $\phi$  : 내부마찰각  $q_u$  : 암반의 일축강도  $F_s$  : 안전율

표 7. 필라폭에 따른 경험식 안전율

필라폭	경험식	암반 등급	작용응력( $S_p$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	필라의 강도( $\sigma_p$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	안전율
3m (0.25D)	Peck	풍화암	1,776.5	277.13	0.16
		연 암	2,043.0	1,152.59	0.56
		경 암	2,220.63	3,645.66	1.64
	Matsuda	풍화암	1,415.82	277.13	0.20
		연 암	1,628.19	1,152.59	0.71
		경 암	1,769.77	3,645.66	2.06
6m (0.5D)	Peck	풍화암	1,053.25	277.13	0.26
		연 암	1,211.224	1,152.59	0.95
		경 암	1,316.56	3,645.66	2.77
	Matsuda	풍화암	839.41	277.13	0.33
		연 암	965.32	1,152.59	1.19
		경 암	1,049.26	3,645.66	3.47
12m (1.0D)	Peck	풍화암	691.63	277.13	0.40
		연 암	795.37	1,152.59	1.45
		경 암	864.53	3,645.66	4.22
	Matsuda	풍화암	551.20	277.13	0.50
		연 암	633.88	1,152.59	1.82
		경 암	689.01	3,645.66	5.29
24m (2.0D)	Peck	풍화암	510.81	277.13	0.54
		연 암	587.43	1,152.59	1.96
		경 암	638.52	3,645.66	5.71
	Matsuda	풍화암	407.10	277.13	0.68
		연 암	468.17	1,152.59	2.46
		경 암	508.88	3,645.66	7.16

## 5. 경험식에 의한 안전율

### 5.1 개요

필라의 안정성을 검토하기 위하여 경험식 중 Peck의 방법, Matsuda의 방법(1998)을 적용하여 경험식에 의한 안전율을 계산하였다. 경험식에 의한 안전율 산정식을 정리하면 표 6과 같다. 경험식에 의한 안전율을 계산하기 위해 적용한 물성치는 해석에 사용된 물성치와 동일하며 필라폭 3m(0.25D), 6m(0.5D), 12m(1.0D), 24m(2.0D)으로 적용하였다.

### 5.2 결과 및 분석

경험식에 의한 안전율 산정 결과, 표 7과 그림 11에서 보는 바와 같이 풍화암 지반의 필라폭이 2.0D 이상인 경우에도 안전율이 1 이하이고 연암은 0.5D 이상, 경암은 0.25D 이상이 되어야 안전율이 1 이상이 되는 것으로 나타났다. 이는 경험식이 주로 터널의 지보재를 고려하지 않고 지반 자체의 강도로 안정성을 판단하기 때문이며, 따라서 경험식에 의한 필라부 안정성 검토는 터널의 현황과 맞지 않으므로 신중하게 고려하여야 하겠다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 병렬터널의 필라부 안정성 평가를 위해 강도응력비 및 강도감소기법에 의해 안전율을 산정하였다. 이를 위해 굴착지층은 연암으로 구성되어 있으며, 굴착지층을 기준으로 상부는 풍화암으로, 그 하부는 경암이 위치하는 것으로 간주하였고, 록볼트 설치 시 필라보강 효과가 나타나므로 주지보재로는 두께 16cm의 숏크리트만 시공되는 것으로 가정하여 수치해석 요소크기의 민감도 분석을 통하여 요소크기의 적정성을 검토하여 얻은 결론은 다음과 같다.

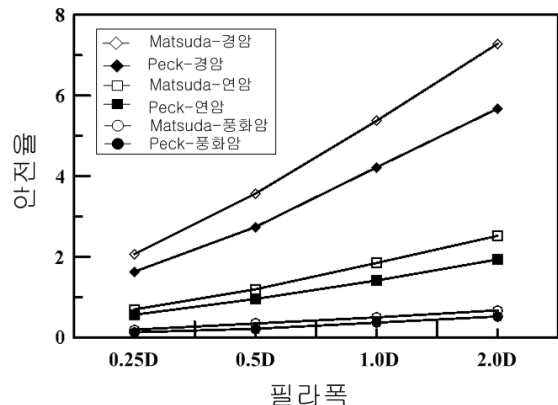


그림 11. Peck & Matsuda 식에 의해 산정된 안전율

## 참고 문헌

- (1) 수치해석 결과 필라폭 요소 크기 0.5m인 경우 중심부 최대주응력 및 평균주응력이 가장 작게 나왔다.
- (2) 병렬터널의 필라폭 및 지층별 필라부 최대주응력을 검토 결과, 필라폭 0.25D, 0.5D의 경우와 1.0D, 2.0D의 경우가 다르게 나타났는데, 이는 터널 이격거리 1.0D 이상인 경우 풍화암 지층에서도 필라부의 소성영역이 확대되지 않았기 때문으로 판단된다.
- (3) 강도응력비 산정 시 주응력은 필라부 중심 주응력과 필라부 평균 주응력으로 검토하였는데 풍화암 필라부 이격거리 0.25D 및 0.5D 경우 필라부 중심 강도응력비가 평균 강도응력비보다 적게 나오므로 지반이 불량한 병렬터널의 이격거리 검토 시 강도응력비 산정은 필라부 중심 주응력으로 판단하는 것이 더 타당할 것으로 사료된다.
- (4) 경험식에 의한 안전율 산정 결과, 경험식은 주로 터널의 지보재를 고려하지 않고 지반 자체의 강도로 안정성을 판단하기 때문에 경험식에 의한 필라부 안정성 검토는 신중하게 고려하여야 하겠다.

1. 김도식, 김영근, 이두화, 김창용, 배규진, 이승호, 이호성(2004), 비대칭 근접 병설터널의 안정성 및 보강공법 검토, *제4회 터널 시공기술 향상 대토론회*, 대한토목학회, pp. 181~197.
2. 김도식, 김영근(2007), 암반 필라를 포함한 비대칭 근접 병설터널의 안정성 평가에 관한 연구, *한국터널공학회 논문집*, Vol. 9, No. 4, pp. 387~401.
3. 유광호, 박연준(2001), 터널 안정성 평가의 정량화 기법 제안, *2001년도 터널기술분과위원회 기술세미나 논문집*, 한국암반공학회, pp. 82~95.
4. 정경한, 전완기, 이주형(2007), 새로운 형태의 2-Arch 터널 설계 및 시공방안 연구, *2007년 정기학술발표회 논문집*, 한국터널공학회, pp. 91~100.
5. Itasca(2002), *FLAC Ver4.0 Manual*, pp. 532~687.
6. Matsuda, T.(1998), Ground Behavior and Settlement Control of Twin Tunnels in Soil Ground, *Tunnels and Metropolises*, Vol. 16, No. 2, pp. 1193~1198.

(접수일: 2010. 5. 3 심사일: 2010. 5. 26 심사완료일: 2010. 7. 9)