

터널막장 선행보강 효과에 관한 이론적 · 수치해석적 연구

김광진¹⁾ · 문현구²⁾

A Theoretical and Numerical Study on the Effects of Prereinforcement of Tunnel Face

Gwang-Jin Kim and Hyun-Koo Moon

Abstract. Horizontal tunnel face reinforcement using Fiber Glass Tube(FGT) or steel pipe and pipe roofing techniques are frequently used when the stability of newly excavated tunnel is not guaranteed. However, the mechanical behavior of tunnels using these techniques has not been fully understood so far. Therefore, engineering rule of thumb is commonly applied during designing procedure, and it is difficult to adopt these techniques rationally. In this study, the application of a simplified numerical analysis method based on composite mechanics is verified. The mean field theory and the strain energy theory are used to obtain the equivalence elastic moduli of reinforced soil and rock. Furthermore, a parametric study on the deformational behavior of tunnel face is performed for various patterns of prereinforcement.

Keywords : tunnel face, composite mechanics, mean field theory, strain energy theory, prereinforcement

초 록. Fiber Glass Tube(FGT) 또는 steel pipe를 이용한 터널막장의 수평보강공법 그리고 강관다단공법 등은 터널 굴착시 터널막장의 안정성이 확보되지 못할 경우에 흔히 사용된다. 그러나 이러한 공법이 사용된 터널의 역학적 거동은 아직 충분히 알려진 바가 없으며, 따라서 설계와 전산해석 과정에서 경험에 의존하는 경우가 많고 공법의 합리적인 적용이 어려운 실정이다. 본 연구에서는 복합체 역학을 이용한 보강공법의 전산해석 단순화 방법의 적용성을 검증하였고, 강화지반의 등가탄성계수는 평균장 이론과 변형률 에너지 이론을 사용하여 도출하였다. 다양한 보강패턴에 따른 터널막장의 거동에 관한 매개변수 연구를 수행하였다.

핵심어 : 터널막장, 복합체 역학, 평균장 이론, 변형률 에너지 이론, 선행보강

1. 서 론

터널 굴착에 의해 발생하는 변위는 터널의 안정성 및 단면 유지에 큰 비중을 차지한다. 이러한 터널의 변위를 억제하여 터널의 내하 능력을 향상시키고 유지시키기 위하여 다양한 보강공법을 실시하고 있다. 그러나 굴착 이후에 발생하는 변위를 억제하는 보강공법만으로는 다양한 지반조건에 대하여 효과적으로 대처할 수 없다. 따라서 부수적인 보강공법을 필요로 한다. 특히 연약지반을 대상으로 터널 시공시 터널막장의 안정성이 전체 터널의 안정성에 중요한 영향을 미치므로 기존의 공법만으로는 막장면 보호에 효과적으로 대처할 수 없다. 이런 문제점을 해결할 수 있는 굴착보강방법으로

ADECO-RS공법¹⁾과 같이 강봉이나 FGT, 그라우트 등을 이용한 선행보강을 통하여 터널막장의 안정성을 확보하는 수평보강공법이 있다. 또한 이러한 보강공법들은 Fig. 1(a)와 같이 강관다단공법이나 mechanical precutting, jet grouting arch 등과 같은 prelining 개념의 막장 보호공법과 함께 사용되고 있다.

그러나 이러한 보강공법에 쓰이는 그라우트 및 FGT 등의 전산 모델링은 매우 어렵다. 현재 그라우트에 의한 지반강화 효과는 주입량에 따른 이론적인 근거 없이 주변지반의 탄성계수를 임의로 증가시키는 방법이 사용되고 있으며, 많은 수의 FGT를 일일이 모델링하는 방법 역시 비효율적이다. 본 연구에서는 이러한 공법의 합리적인 적용을 위하여 복합체 역학(composite mechanics)을 응용한 강화지반의 등가탄성계수 도출과 강도 특성에 관한 연구, 그리고 이를 이용한 3차원 탄소성 해석을 수행하여 전산 모델링 단순화 방법의 적용성을 검증하였다. 3차원 전산해석을 통하여 보강재 수와 보강 길

¹⁾한양대학교 대학원 지구환경시스템공학과 석사과정
²⁾정희원, 한양대학교 공과대학 지구환경시스템공학과 교수
접수일 : 2001년 10월 4일
심사 완료일 : 2001년 12월 19일

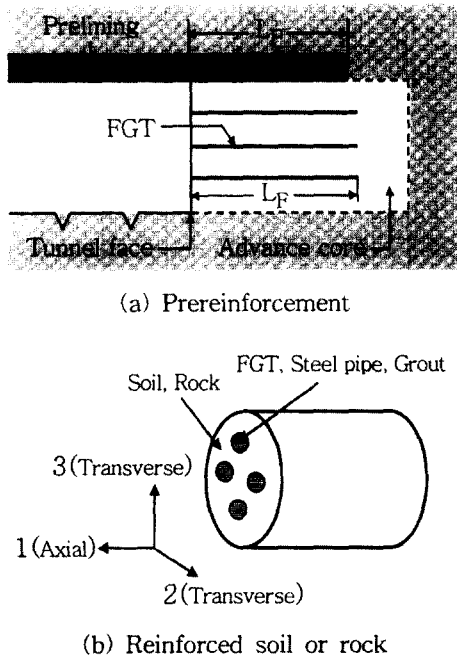


Fig. 1. A schematic view of prereinforcement.

이 등을 중심으로 수평보강이 이루어진 터널막장의 거동에 관한 매개변수 연구를 수행하였다.

2. 지반과 강화재의 등가탄성 및 등가강도 특성

2.1 등가탄성 도출

연약지반은 강화재 등의 주입 혹은 타설에 의해 탄성

계수가 강화될 수 있으며, 강화된 지반의 등가탄성계수는 변형률 에너지 이론(strain energy theory)^{2,3)}과 평균장 이론(mean field theory)⁴⁾ 등의 이론적인 방법으로 도출할 수 있고, 범용 해석 프로그램에 쉽게 적용할 수 있다. 등가탄성계수의 도출을 위해서는 지반과 강화재는 각각 등방, 균질하며 서로 완전히 부착되어 있어 부착정도가 탄성계수에 영향을 미치지 않는다는 가정이 필요하다. 강화지반은 Fig. 1(b)와 같이 강화재가 일정한 방향으로 삽입되어 보강 축방향(1축)과 수직인 방향(2, 3축)으로 평면이방성(transversely isotropic)의 물성을 나타내므로 등가영률과 등가전단탄성계수는 각각 $\bar{E}_2 = \bar{E}_3$, $\bar{G}_{12} = \bar{G}_{31}$ 의 관계가 성립한다.

변형률 에너지 이론은 그라우트가 주입된 지반의 등가탄성계수를 도출하는데 적합한 이론으로 주입된 그라우트가 지반내에 균질하게 분포한다는 가정하에 주입 체적분율(V_f) 및 평형조건 등에 의하여 물성을 도출하는 방법이다. 반면 평균장 이론은 강봉이나 FGT 등을 이용한 보강공법과 같이 강화재의 기하학적인 형상이 일정한 경우에 그 형상을 고려할 수 있으며, 강화지반의 평면이방성 탄성계수는 Eshelby⁵⁾의 등가이론(equivalence principle)과 변환텐서 등을 적용하여 도출할 수 있다. 각각의 이론에 의한 등가탄성계수 도출식은 부록 1과 2에 기술하였다.

2.2 탄성계수 강화 효과

강화지반의 탄성계수 강화 효과를 비교하기 위하여 지반의 탄성계수(E_m)는 200 MPa, 포아송비(ν_m)는 0.35, 그리고 강화재의 경우 탄성계수(E_f)는 15000 MPa, 포아

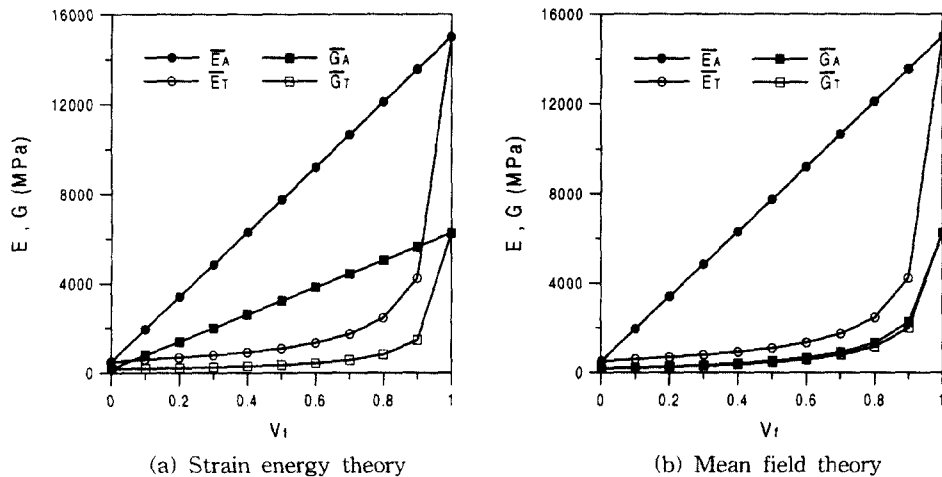


Fig. 2. Variation of the elastic moduli of reinforced ground with increasing volume fraction of reinforcement.

송비(v_f)는 0.2를 적용하였다. Fig. 2(a)와 (b)에는 변형을 에너지 이론과 평균장 이론을 사용했을 경우 강화재의 체적분율에 따른 강화지반의 등가탄성계수 변화를 각각 도시하였다. 횡방향의 등가탄성계수 \bar{E}_T 와 \bar{G}_T 는 강화재의 체적분율 증가에 따른 탄성계수 증가가 크지 않은 것으로 보아 강화재의 영향이 비교적 작은 것으로 보이며, 변형을 에너지 이론과 평균장 이론이 모두 비슷한 양상을 나타낸다. 반면에 축방향의 등가탄성계수 \bar{E}_A 는 두 이론에서 모두 탄성계수 증가 효과가 뚜렷하게 나타난다. 그러나 축방향의 등가탄성계수 \bar{G}_A 는 변형을 에너지 이론을 사용한 경우 탄성계수 증가 효과는 뚜렷하게 나타나나, 평균장 이론에서의 \bar{G}_A 는 횡방향의 \bar{G}_T 와 큰 차이를 보이지 않는다. 이는 앞에서 말했듯이 변형을 에너지 이론은 그라우트재의 기하학적 형상보다는 주입 체적분율 및 평형조건 등에 의하여 등가탄성계수를 도출하는 방법이고, 평균장 이론은 비교적 강화재의 기하학적 형상이 일정한 경우 형상계수(shape factor)를 고려하여 등가탄성계수를 도출한다는 점에 기인한 것으로 판단된다.

Table 1은 강화재의 체적분율이 0.2인 강화지반의 평균장 이론에 의한 등가탄성계수와, Fig. 3에서와 같이 강화지반의 대표체적(representative volume)을 사용하여 변위경계조건을 전산실험(FLAC-3D)을 통한 응력-변형을 곡선의 기울기로 유추한 탄성계수를 비교한 것으로 오차 5% 이내에서 일치하는 결과를 보였으며, 강

Table 1. Comparison of the elastic moduli of reinforced ground ($V_f=0.2$). (Unit : MPa)

	\bar{E}_A	\bar{E}_T	\bar{G}_A	\bar{G}_T
Mean field theory	3163.5	310.6	109.9	103.4
FLAC-3D	3125.0	297.0	110.0	106.5

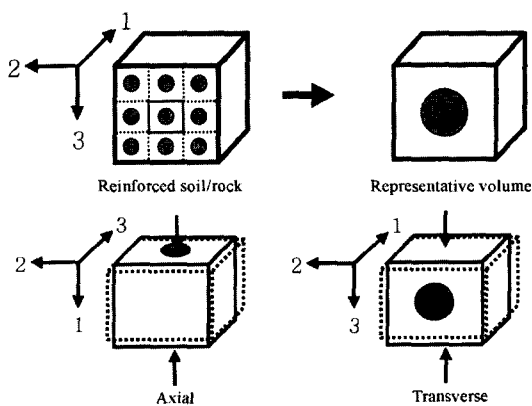


Fig. 3. A schematic view of numerical test.

화재의 체적분율 0.3, 0.4, 0.5에서도 최대 오차 7% 이내에서 일치하는 결과를 보였다. 따라서 FGT, 강봉 등으로 강화된 지반의 등가탄성계수 산출시 평균장 이론을 사용하는 방법이 타당할 것으로 판단된다.

2.3 강도 특성

FGT 등으로 강화된 터널막장의 안정성 문제를 다루기 위해서는 탄소성 해석이 이루어져야 하며, 이를 위해서는 등가탄성계수와 마찬가지로 강화지반을 대표할 수 있는 강도를 산출하여야 한다. 본 연구에서는 강화지반의 대표체적을 이용한 3차원 전산실험을 수행하여 강도변화를 관찰하였고, 복합체 역학에서 소개된 강도 유추식에 의한 강도와 비교하였다. 전산실험에 쓰인 지반과 강화재의 물성은 Table 2와 같고 실험의 편의를 위하여 강화재로 쓰인 FGT는 Mohr-Coulomb 파괴조건을 따른다고 가정하였으며, 지반의 물성은 비교적 높은 압반의 강도를 사용하여 강화재의 체적분율에 따른 강도 변화의 경향을 살펴보았다. 강화지반의 보강 축방향 강도는 강화재의 강도에 크게 의존하므로 강화재의 파괴가 발생하는 시점을 강도로 정하였고 횡방향 강도는 지반을 통하여 응력이 강화재로 전달되므로 지반의 파괴 발생 시점을 강화지반의 강도로 보았다. 압축과 인장은 앞서 설명한 Fig. 3에서와 같이 변위 경계조건을 사용하여 일정한 비율로 변위를 증가시키는 방법을 사용하였다. Table 2의 σ_c 와 σ_t 는 각각 압축강도와 인장강도를 나타내고 σ_s 는 전단강도이다.

식 (1)은 복합체역학에서 소개된 강도 예측식으로 강화재의 체적분율이 비교적 큰 경우($V_f > 0.2$)에 복합체의 축방향 압축강도(σ_{ic})를 예측할 수 있다.⁶⁾

$$\sigma_{ic} = 2\sigma_{sf} \left[V_f + (1 - V_f) \frac{E_m}{E_r} \right] \tag{1}$$

여기서 E_m , E_r 는 각각 지반과 강화재의 영률, σ_{sf} 는 강화재의 전단강도이다. Fig. 4(a)는 식 (1)과 압축실험 결과를 비교한 그림으로 오차 7% 이내에서 일치하며, 강화재의 체적분율 증가에 따른 강도의 선형적인 증가 양상을 볼 수 있다.

인장 실험의 경우 축방향 인장강도(σ_{it})는 혼합법칙(rule of mixture)에 의해 지반의 인장파괴 전까지는 식

Table 2. Properties of ground and FGT used for strength test.

Material	E (MPa)	v	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_s (MPa)
Rock	1000	0.3	22	1	2.5
FGT	15000	0.2	500	500	250

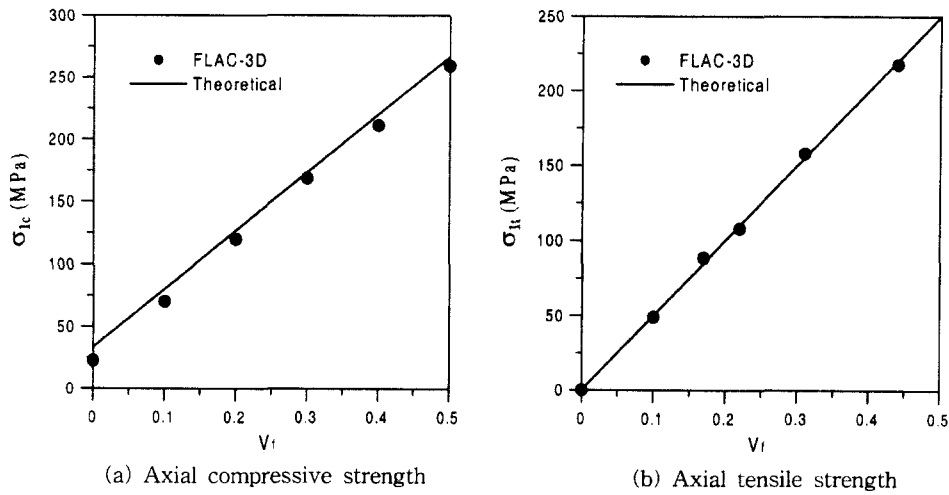


Fig. 4. Variation of the axial strengths of reinforced ground.

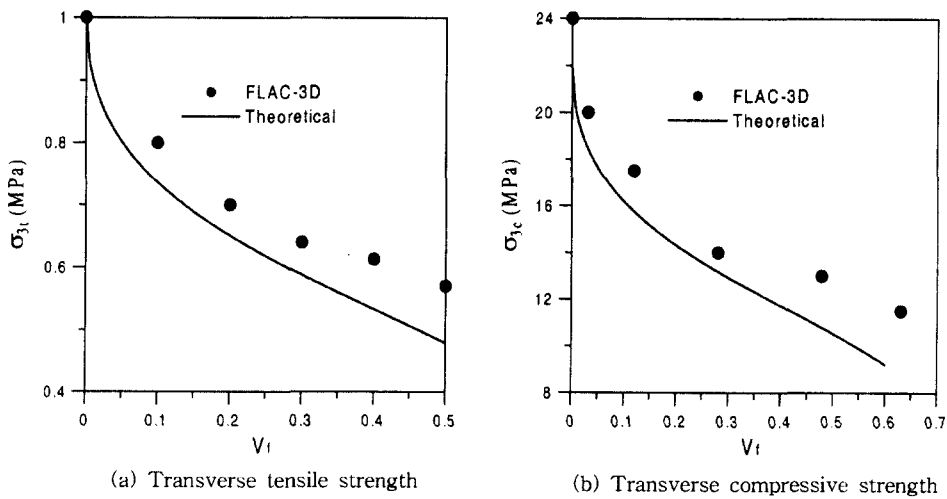


Fig. 5. Variation of the transverse strengths of reinforced ground.

(2)와 같이 표현되고, 지반의 인장과파 이후에는 식 (3)과 같은 이론식으로 표현할 수 있다.⁷⁾

$$\sigma_{11} = V_f \sigma_{1f} + (1 - V_f) \sigma_{1m} \quad (2)$$

$$\sigma_{11} = V_f \sigma_{1f} \quad (3)$$

여기서 σ_{1f}, σ_{1m}은 각각 강화재와 지반의 인장강도를 나타낸다. 인장강도의 경우도 Fig. 4(b)와 같이 압축실험결과와 유사한 양상을 보였으며, 이론식과 오차 1% 이내에서 일치하였다.

반면 횡방향의 압축 및 인장강도는 Fig. 5와 같이 축

방향과는 서로 다른 특성을 나타내었다. 강화지반에 횡방향으로 인장응력이 가해지면 강화재 주위의 지반에는 가해진 응력보다 약 50% 이상의 응력집중이 발생하고, 인장응력방향에 수직인 방향으로 균열이 발생하게 된다.

이로 인하여 강화지반의 강도는 지반의 순수 인장강도보다 감소하는 결과를 보인다. 일반적으로 강화재의 체적분율이 증가할수록 그리고 강화재와 지반의 탄성계수비(E_f/E_m)가 증가할수록 횡방향의 인장강도는 감소한다. 식 (4)는 복합체의 횡방향 인장강도(σ_{3c})를 추정하는 간단한 식이다.⁸⁾

$$\sigma_{3t} = \frac{\sigma_{tm}}{K_{\sigma}} \quad (4)$$

$$\text{여기서, } K_{\sigma} = \frac{1 - \nu_r \left(1 - \frac{E_m}{E_r}\right)}{1 - \sqrt{\frac{4\nu_r}{\pi}} \left(1 - \frac{E_m}{E_r}\right)} \text{이며,}$$

Fig. 5(a)와 같이 이론식과 전산실험에 의한 강도가 9%의 오차범위 내에서 일치하는 결과를 보였다. 횡방향의 압축강도(σ_{3t}) 역시 응력집중현상으로 인한 지반의 파괴로 인하여 인장강도와 비슷한 양상을 나타낸다. 식 (4)에서 σ_{tm} 대신에 지반의 압축강도(σ_{cm})를 대입하면 횡방향의 압축강도를 유추할 수 있으며 전산실험과 비교하면 Fig. 5(b)와 같이 최대 10%의 오차를 보이며 강도가 감소하는 결과를 보였다.

축방향의 압축강도나 인장강도가 강화재의 파괴에 의해 결정되는 반면 횡방향의 압축, 인장강도는 지반의 강도에 크게 의존하는 것을 알 수 있다. 이는 횡방향의 압축과 인장응력에 의하여 강화재의 파괴는 일어나지 않더라도 지반을 통하여 응력이 강화재로 전달되므로 지반의 파괴는 강화재가 더 이상 응력을 받지 못하는 상태가 됨을 의미한다고 볼 수 있다. 따라서 수평보강이 이루어진 터널막장은 횡방향보다는 보강 축방향의 강도증가로 인하여 보강효과를 발휘하며, 축방향으로 증가된 강도가 막장에 지배적인 영향을 미치는 것으로 판단된다.

3. 전산해석

터널막장의 다양한 수평보강 조건에 따른 막장의 안정성에 관한 연구를 수행하기 위하여 본 연구에서는 3차원 유한차분해석 프로그램인 FLAC-3D를 사용하였다. Fig. 6은 전산해석에 사용된 요소망으로, 균질한 지반에 직경(D) 10 m의 원형공동이 시공되는 경우를 묘사하였다. 막장의 수평보강재로 쓰이는 FGT의 모델링은 FLAC-3D의 구조요소 중의 하나인 케이블요소를 사용하였다. 해석에 사용된 지반조건은 Table 3과 같이 Mohr-Coulomb 파괴조건을 따르는 soil(R1)과 풍화암(R2) 그리고 연암(R3)의 3가지 경우로 나누었으며, 포아송비의 영향을 줄이기 위해 각 지반은 동일한 포아송비를 가진다고 가정하였다. 각각의 지반조건에 따라 식 (5)와 같이 지반의 일축압축강도(σ_c)와 정수압 조건으로 가정한 초기현장응력(p_0)의 비로 정의되는 강도비(strength ratio : SR), 지반의 내부마찰각(ϕ) 그리고 Fig.

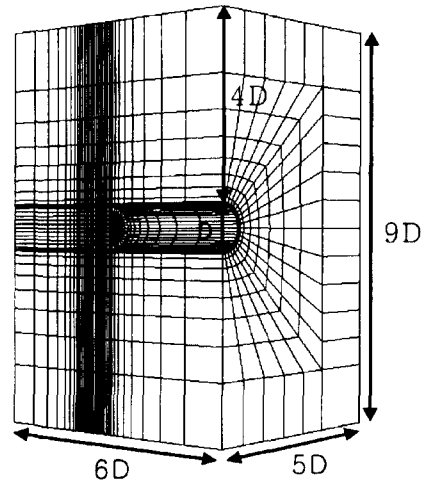


Fig. 6. A three dimensional mesh used for the numerical analysis (FLAC-3D).

Table 3. Properties of soil and rock.

Gorund type	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ
R1(soil)	100	0.35	30	15°, 35°
R2(weathered rock)	400	0.35	200	15°, 35°
R3(weak rock)	1000	0.35	400	15°, 35°

1(a)와 같이 보강재 수(N_F), 보강재 길이(L_F), prelining 길이(L_p) 등을 변화시키면서 전산해석을 실시하였다.

$$SR = \frac{\sigma_c}{p_0} \quad (5)$$

Prelining 길이는 강관다단공법이나 mechanical pre-cutting, umbrella공법을 적용할 시에 굴착이전 막장 주위에 이루어진 선행보강의 길이를 말한다. prelining 길이 영향을 분석하기 위하여 강관다단공법을 적용하였고 이 공법에 의한 터널의 3차원 거동을 보다 효과적이고 정확하게 묘사하기 위해서는 강관에 의한 아치효과와 이에 따른 모멘트 지지력 등을 고려하여야 하나, 본 연구에서는 보강공법을 탄성범위 내의 평면이방성 모형을 사용하여 모델을 단순화하는 방법으로 그 보강효과만을 나타내기로 하였다. 강관다단공법의 전산해석시 강관의 체적분율은 0.02로 가정하였다. 이는 직경이 8 cm인 강관이 터널 주위에 40 cm 간격으로 타설되고 터널상부로 5°~15°정도 경사 시공되는 것을 고려하여 강관의 두께방향의 영향권을 60 cm 정도로 가정한 계산 결과이다. 강관의 탄성계수는 200 GPa, 포아송비는 0.2를 사용하였다. Table 4는 전산해석에 사용한 강관이 타설된

Table 4. Elastic moduli of steel pipe-reinforced ground ($V_f = 0.02$). (Unit : MPa)

$V_f = 0.02$	\bar{E}_A	\bar{E}_T	\bar{G}_A	\bar{G}_T
R1 + steel pipe	4101.37	117.16	38.51	38.23
R2 + steel pipe	4395.65	464.26	154.02	152.89
R3 + steel pipe	4984.02	1143.05	384.97	382.18

지반의 등가탄성계수이며 평균장 이론을 이용하여 산출하였다.

4. 터널막장의 변형 거동

4.1 터널막장의 안정성 평가

터널막장의 안정성을 평가하기 위한 방법으로 지반과 현지응력조건에 따른 막장의 변위 변화 양상을 관찰하는 방법이 있다. Sakurai⁹⁾는 현장자료와 실험을 통하여 터널 굴착시 안정성에 문제가 있었던 경우는 측정된 터널의 변위가 대상 지반의 임계변형률(critical strain)에 도달한 경우임을 지적하고 이 임계변형률을 터널의 안정성을 판단하는데 이용하였다. 그리고 임계변형률을 추정하기 위하여 다음의 식 (6)을 제시하였다.¹⁰⁾

$$\varepsilon = 1.4214\sigma_c^{-0.3353} \quad (6)$$

여기서 σ_c 는 지반의 일축압축강도(MPa)를 나타낸다. 또한 Hoek와 Marinos¹¹⁾는 지하 대심도 터널에서의 squeezing 문제와 관련하여 squeezing 발생의 예측 그리고 초기현장응력과 내부보강압에 따른 터널의 소성대

와 변위를 추정하는 식을 제시하였으며, 무지보 터널의 변형백분률(percentage strain = (tunnel closure / tunnel diameter) × 100)이 5%를 초과할 경우에 터널막장의 안정성이 전체 터널의 안정성을 지배하므로 막장의 보강이 필요하다고 하였다. 본 연구에서는 터널막장의 안정성을 판단하기 위하여 앞서 설명한 무지보 터널의 변형백분률을 사용하였다. 또한 지반의 강도에 따라 천부에 위치한 터널뿐만 아니라 대심도에 위치한 터널에서도 막장의 안정성에 문제가 있을 수 있으므로 특정 심도가 아닌 강도비에 따른 막장의 안정성을 분석하였다.

Fig. 7은 각 지반의 강도비에 따른 무지보 터널의 변형백분률을 도시한 그림으로 Fig. 7(b)와 같이 내부마찰각이 35°인 경우는 SR = 0.3 이하에서 변위의 급격한 증가 양상을 볼 수 있었으며, SR = 0.1을 전후하여 변형백분률이 5%를 넘는 모습을 볼 수 있다. 반면 Fig. 7(a)와 같이 내부마찰각이 15°일 때는 SR = 0.2 부근에서 5% 이상의 변형백분률을 나타내는 것으로 보아 터널막장의 안정성에 영향을 미치는 SR은 지반의 내부마찰각에 영향을 받으며, 내부마찰각이 작을수록 높은 SR에서 막장의 안정성에 문제가 발생하는 것을 볼 수 있다. 따라서 SR = 0.3 이하의 조건에서 터널 굴착시엔 터널막장의 안정성을 고려해야 할 것으로 판단된다.

4.2 보강재 수에 의한 영향

Fig. 8은 식 (7)과 같이 터널막장에 타설된 수평보강재의 수(N_r)와 막장의 단면적(A , m²)의 비로 정의되는 보강밀도(reinforcement density : RD)에 따른 막장의

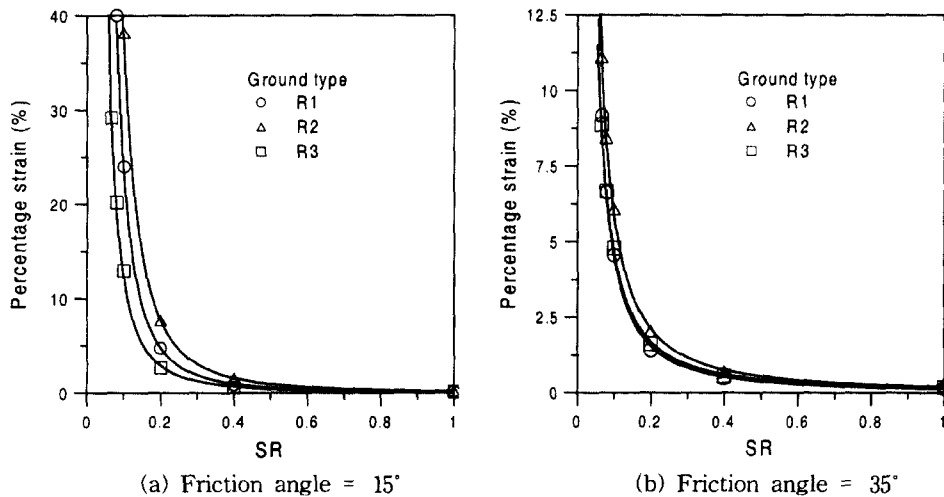


Fig. 7. Variation of the percentage strain of unlined tunnel with increasing strength ratio.

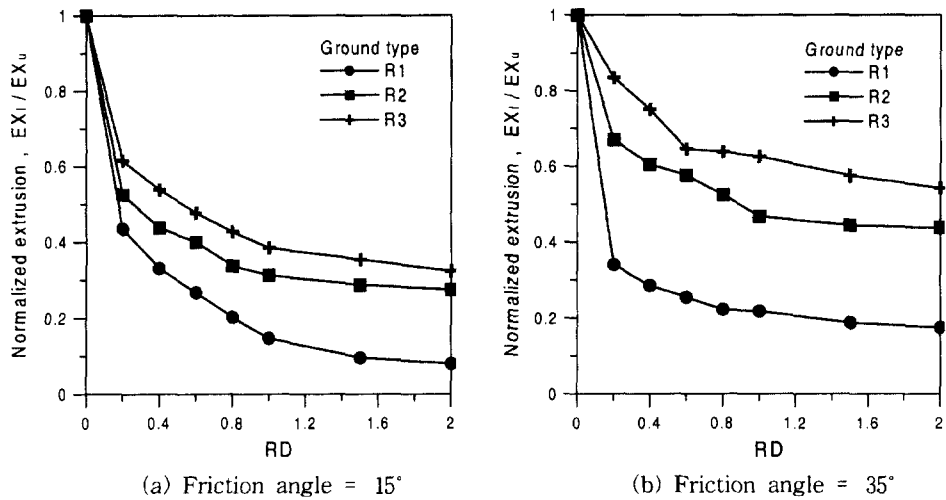


Fig. 8. Variation of normalized tunnel face extrusion with increasing reinforcement density (SR=0.1, L_F = D).

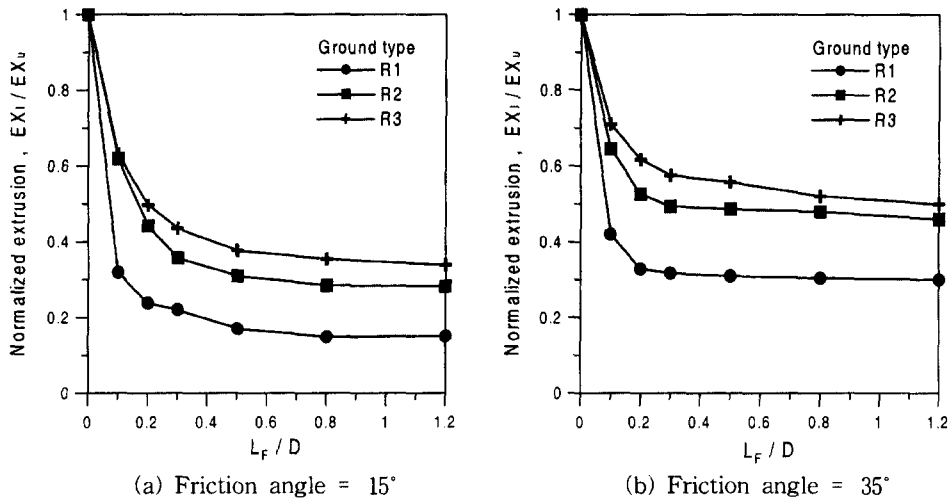


Fig. 9. Variation of normalized tunnel face extrusion with increasing FGT length (SR=0.1, RD=1).

최대 수평변위(EX₁)를 무보강시의 최대 수평변위(EX_u)로 정규화하여 나타낸 것으로 FGT를 이용한 수평보강이 이루어진 경우에 막장 수평변위의 감소는 현저히 나타난다. 그러나 보강재의 수가 증가할수록 곡선의 기울기가 점차 감소하는 양상을 보이고 있다.

$$RD = \frac{N_F}{A} \tag{7}$$

지반의 내부마찰각에 큰 영향없이 보강밀도(RD)가 1 개/m² 이상에서는 보강밀도 증가에 따른 추가적인 변위

감소 효과가 매우 작은 양상을 나타내므로 보강재의 수는 막장의 허용 변위, 보강효과, 경제성 등을 고려하여 터널막장의 단위 면적당 1개 이내, 즉 직경 10 m의 원형터널의 경우 FGT의 수는 79개 이내에서 결정하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

4.3 보강 길이에 의한 영향

수평보강재 길이(L_F)에 의한 영향 역시 보강재 수에 의한 변위 양상과 비슷한 경향을 보여주고 있다. Fig. 9와 같이 내부마찰각이 15° 인 경우는 보강재의 길이가

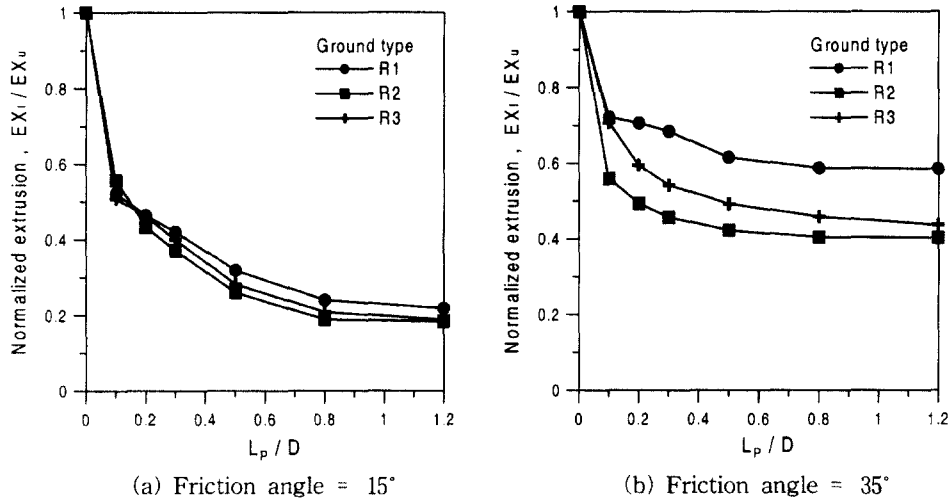


Fig. 10. Variation of normalized tunnel face extrusion with increasing prelining length (SR = 0.1).

약 0.5D부터, 35° 인 경우는 약 0.3D부터 보강재 길이의 증가에 따른 변위 감소효과가 크게 떨어지는 것을 볼 수 있었으며, 이는 지반의 내부마찰각이 작을수록 막장 수평변위의 수렴이 이루어지는, 즉 최대의 보강효과를 발휘하는 보강재 길이가 길어진다고 할 수 있다. Fig. 10의 prelining 길이(L_p)에 따른 터널막장의 변위 양상 또한 마찬가지로 지반의 내부마찰각이 작을수록 막장의 수평 변위가 수렴하는 prelining 길이가 길어지는 경향을 볼 수 있다. 강관다단공법이나 mechanical precutting, jet grouting arch 등과 같은 선행보강공법에 의하여 영향을 받는 굴착이전 막장의 길이는 어떤 공법을 적용하느냐에 따라 달라진다. 따라서 터널막장의 안정성을 확보하기 위해서는 내부마찰각을 고려하여 적어도 0.2D~0.4D 이상의 중첩길이를 유지하면서 선행보강이 이루어져야 할 것으로 판단된다. 일반적으로 강관다단공법이나 jet grouting arch의 경우 3 m 이상의 중첩길이를 두고 12~15 m의 선행보강이 이루어지고, mechanical precutting은 1~2 m의 중첩길이와 4~5 m 정도의 선행보강이 이루어지는 것에 큰 무리가 없을 것으로 보이며, 경제적이고 안전한 터널 시공을 위해서는 지반조건과 터널의 직경 등을 고려하여 중첩길이를 결정해야 할 것으로 판단된다.

4.4 등가물성의 적용과 비교

Grasso¹²⁾는 rockbolt나 grouted rebar 등으로 보강이 이루어진 강화지반의 보강효과를 정량적으로 나타내기 위하여 유효점착력 개념을 사용하였으며, 유효점착력

(c*)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$c^* = c + \frac{\Delta\sigma_r}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$

$$\Delta\sigma_r = \left(\frac{du}{L}\right)EA\left(\frac{1}{s^2}\right) \quad (9)$$

여기서 c와 φ는 각각 지반의 점착력과 내부마찰각이며 Δσ_r은 보강재의 변형(du)과 길이(L), 영률(E)과 보강재 단면적(A) 그리고 보강 간격(s)으로 이루어진 함수로서 보강재로 인해 지반에 발생하는 붕압(confining pressure) 증가량을 나타낸다. 그러나 보강재의 변형(du)은 현장에서의 계측을 통하여 산출해야하는 어려움이 있다. 본 연구에서는 앞서 설명한 강화지반의 강도특성에서 보강축 방향으로의 선형적인 강도증가 특성을 이용한 식 (10)을 사용하여 보강 축방향으로의 증가된 강도를 강화지반의 등가압축강도(σ_c)로 가정하고 식 (11)을 이용하여 등가점착력(c*)을 산출하였다.

$$\bar{\sigma}_c = \sigma_{cm} + (\sigma_{cr} - \sigma_{cm})V_f \quad (10)$$

$$c^* = \frac{\bar{\sigma}_c}{2 \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (11)$$

여기서 σ_{cm}과 σ_{cr}는 각각 지반과 강화재의 압축강도이다.

Fig. 11은 지반타입 R2를 대상으로 FGT를 이용한 터널막장 수평보강을 직접 모델링한 경우와 보강이 이루어

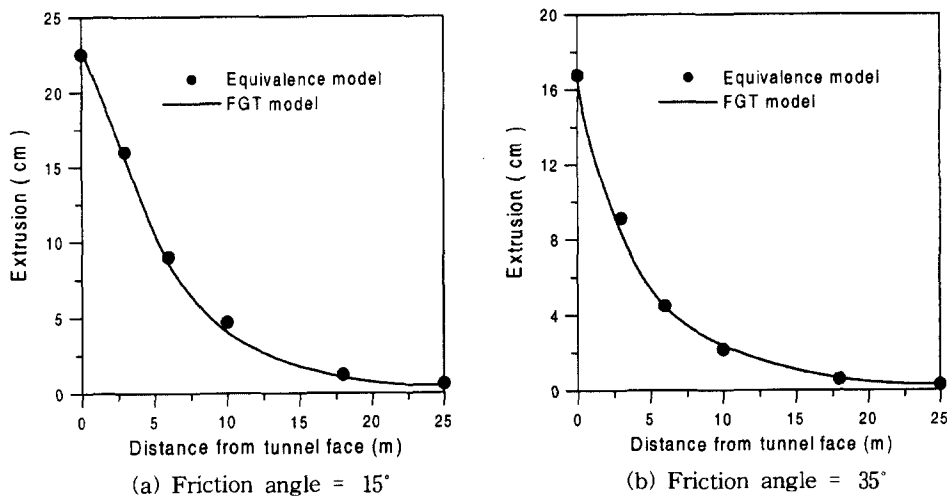


Fig. 11. Variation of tunnel extrusion with increasing distance from tunnel face (Ground type = R2, SR = 0.1, RD = 1, $L_F = D$).

어진 지반($V_f = 0.002$)의 점착력을 식 (10)과 (11)로 계산된 등가점착력으로 치환하는 방법으로 모델을 단순화하여 전산해석을 수행한 경우의 비교 그림으로, 막장면에서의 거리에 따른 터널 중심부의 수평변위(extrusion)가 최대 6%의 오차 범위 내에서 일치하는 결과를 보였다. 지반타입 R1과 R3에서도 최대오차 12% 이내에서 수평변위가 일치하였다. 또한 전산해석시 소요되는 계산시간도 FGT를 직접 모델링한 경우에 비해 약 30% 이상의 시간 절감효과를 볼 수 있었으며, 많은 수의 FGT를 개별적으로 모델링해야 하는 어려움을 피할 수 있었다.

5. 결 론

본 연구에서는 다양한 보강패턴에 따른 터널막장의 수평보강 효과에 관한 연구와 복합체 역학을 응용한 모델링 단순화 방법의 적용성을 검증하였으며 그 결과는 다음과 같다.

1) 강화지반의 대표체적을 이용한 전산해석을 수행하여 평균장 이론에 의한 등가탄성계수 도출방법의 타당성을 검증하였다. 따라서 FGT, 강봉 등으로 강화된 지반의 등가탄성계수 산출시 평균장 이론이 적당할 것으로 판단되나 강관다단공법 등에 의한 강관의 아치효과와 모멘트 지지력 등을 등가탄성계수만으로 묘사하기에는 미흡한 점이 있다.

2) 보강 축방향의 압축강도와 인장강도는 강화재의 체적분율 증가에 따라 선형적인 강도 증가 특성을 볼

수 있으나, 횡방향의 강도는 강화재 주위 지반에 발생하는 응력집중현상으로 인하여 강도가 감소하는 결과를 보였다. 따라서 축방향으로 증가된 강도가 막장의 안정성에 지배적인 영향을 미치며 보강효과를 발휘하는 것으로 판단된다.

3) 지반의 강도비(SR) 변화에 따른 무지보 터널의 변형백분율을 관찰한 결과 지반의 내부마찰각에 따라 SR 값이 0.1~0.3 이하 범위에서 변형백분율이 5%를 초과하였다. 따라서 SR값이 0.3 이하인 조건에서 터널 굴착시엔 막장의 안정성 확보를 우선적으로 고려해야하며, 터널막장의 안정성을 확보하기 위해 보강재 길이(L_F)는 $0.3D \sim 0.5D$ 이상, prelining 길이(L_p)는 $0.2D \sim 0.4D$ 이상의 중첩길이를 유지해야 할 것으로 판단된다. 보강밀도(RD)가 $1\text{개}/\text{m}^2$ 이상에서는 보강밀도 증가에 따른 추가적인 변위감소 효과는 매우 작았다.

4) 강화지반의 등가점착력을 이용한 모델링과 FGT를 직접 모델링한 경우의 비교 결과 터널막장 수평변위가 최대 12%의 오차 범위 내에서 일치하는 결과를 보였으며, 전산해석시 계산시간의 단축효과도 있었다. 따라서 3차원에서 많은 수의 FGT를 직접 모델링하는 어려움을 피하기 위해 등가점착력을 사용하는 방법이 효과적일 것으로 판단된다.

사 사

이 논문은 2000년 한양대학교 교내연구비 지원으로 연구되었음.

참고문헌

1. Lunardi, P., 2000, Design & constructing tunnels ADECO-RS approach, T & T International, 5, 3-30
2. Salamon, M. D. G., 1968, Elastic moduli of a stratified rock mass, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* 5, 519-527
3. 이종우, 이준석, 김문겸, 1996, 그라우팅에 의한 터널보강효과의 해석적 연구, *터널과 지하공간(한국암반공학회지)*, 6, 298-305
4. Zhao, Y. H. and Weng, G. J., 1990, Effective elastic moduli of ribbon - reinforced composites, *J. Applied Mech.* 57, 158-167
5. Eshelby, J. D., 1957, The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems, *Proc. Royal Soc.*, A241, 376-396
6. Daniel, Isaac M. and Ishai, Ori., 1994, *Engineering Mechanics of Composite Materials*, Oxford University Press, 395p
7. Hull, D. and Clyne, T. W., 1981, *An Introduction to Composite Materials*, Cambridge University Press, 326p
8. Mallick, P. K., 1988, *Fiber-Reinforced Composites : material, manufacturing, and design*, Marcel Dekker. Inc., 469p
9. Sakurai, 1993, The assessment of tunnel stability on the basis of field measurement, XVIII AGI Congress.
10. Fuoco, S. and Lucarelli, A., 1998, Contribution to the definition of tunnel face stability of deep tunnel in continuous media, *Tunnels and Metropolis*, 235-241
11. Hoek, E. and Marinos, P., 2000, Predicting squeeze, *T & T International*, 12, 33-36
12. Mahtab, M. A. and Grasso, P., 1992, *Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rocks*, Elsevier, 148-150

부 록

1. 변형률 에너지 이론

지반과 강화재의 물성을 각각 m과 f로 표시하면 강화지반의 등가물성은 다음과 같이 표현할 수 있다. 하부침자 A는 축(axial)방향, T는 횡(transverse)방향의 물성을 나타낸다.

$$\bar{E}_A = \delta, \quad \bar{E}_T = \frac{\delta}{\alpha^2 + \beta\delta}, \quad \bar{v}_A = \alpha,$$

$$\bar{v}_T = \frac{\gamma\delta - \alpha^2}{\alpha^2 + \beta\delta}, \quad \bar{G}_A = V_f G_f + V_m G_m, \quad \frac{1}{\bar{G}_T} = \frac{V_f}{G_f} + \frac{V_m}{G_m}.$$

여기서,

$$\alpha = V_f v_f + V_m v_m, \quad \beta = \frac{V_f(1-v_f^2)}{E_f} + \frac{V_m(1-v_m^2)}{E_m} \quad \text{이며,}$$

$$\gamma = \frac{V_f(v_f+v_f^2)}{E_f} + \frac{V_m(v_m+v_m^2)}{E_m}, \quad \delta = V_f E_f + V_m E_m$$

지반과 강화재의 체적분율(V_m, V_f), 영률(E_m, E_f), 포아송비(v_m, v_f)로 구성된 함수이다.

2. 평균장 이론

$$\bar{E}_A = \frac{E_m}{1 + \frac{V_f[A_1 - v_m(A_2 + A_3)]}{A}},$$

$$\bar{E}_T = \frac{E_m}{1 + \frac{V_f[A_5 - v_m(A_4 + A_6)]}{A}},$$

$$\bar{v}_A = \frac{v_m - \frac{V_f[A_4 - v_m(A_5 + A_6)]}{A}}{1 + \frac{V_f[A_1 - v_m(A_2 + A_3)]}{A}},$$

$$\bar{v}_T = \frac{v_m - \frac{V_f[A_6 - v_m(A_4 + A_5)]}{A}}{1 + \frac{V_f[A_9 - v_m(A_7 + A_8)]}{A}},$$

$$\frac{\bar{G}_A}{G_m} = 1 + \frac{V_f}{2V_m S_{1313} + \frac{G_m}{G_f - G_m}},$$

$$\frac{\bar{G}_T}{G_m} = 1 + \frac{V_f}{2V_m S_{2323} + \frac{G_m}{G_f - G_m}}.$$

여기서 매개변수 A는

$$A_1 = D_1(B_6 B_8 - B_5 B_9) + B_3(B_5 - B_8) + B_2(B_9 - B_6)$$

$$A_2 = D_1(B_2 B_9 - B_3 B_8) + B_6(B_8 - B_2) + B_5(B_3 - B_9)$$

$$A_3 = D_1(B_3 B_5 - B_2 B_6) + B_8(B_6 - B_3) + B_9(B_2 - B_5)$$

$$A_4 = D_1(B_4 B_9 - B_6 B_7) + B_1(B_6 - B_9) + B_3(B_7 - B_4)$$

$$A_5 = D_1(B_3 B_7 - B_1 B_9) + B_4(B_9 - B_3) + B_6(B_1 - B_7)$$

$$A_6 = D_1(B_1 B_6 - B_3 B_4) + B_9(B_4 - B_1) + B_7(B_3 - B_6)$$

$$A_7 = D_1(B_5 B_7 - B_4 B_8) + B_2(B_4 - B_7) + B_1(B_8 - B_5)$$

$$A_8 = D_1(B_1 B_8 - B_2 B_7) + B_5(B_7 - B_1) + B_4(B_2 - B_8)$$

$$A_9 = D_1(B_2 B_4 - B_1 B_5) + B_7(B_5 - B_2) + B_8(B_1 - B_4)$$

$$A = B_1(B_5 B_9 - B_6 B_8) + B_2(B_6 B_7 - B_4 B_9) + B_3(B_4 B_8 - B_3 B_7)$$

로 나타낼 수 있으며, 매개변수 B는

$$B_1 = V_f D_1 + D_2 + V_m(S_{2211} + S_{3311})$$

$$B_2 = V_f + D_3 + V_m(S_{2222} + S_{3322})$$

$$B_3 = V_f + D_3 + V_m(S_{2233} + S_{3333})$$

$$B_4 = V_f + D_3 + V_m(S_{2211} + S_{3311})$$

$$B_5 = V_f D_1 + D_2 + V_m(S_{2222} + S_{3322})$$

$$B_6 = V_f + D_3 + V_m(S_{2233} + S_{3333})$$

$$B_7 = V_f + D_3 + V_m(S_{3311} + S_{2211})$$

$$B_8 = V_f + D_3 + V_m(S_{3322} + S_{2222})$$

$$B_9 = V_f D_1 + D_2 + V_m(S_{3333} + S_{2233})$$

와 같이 표현할 수 있고, 매개변수 D는 다음과 같이 Lamé의 상수로 표현된다.

$$D_1 = 1 + \frac{2(G_f - G_m)}{\lambda_f - \lambda_m}$$

$$D_2 = \frac{\lambda_m + 2G_m}{\lambda_f - \lambda_m}$$

$$D_3 = \frac{\lambda_m}{\lambda_f - \lambda_m}$$

여기서, $\lambda = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ 이다.

그리고 S는 형상비(α)를 고려한 변환텐서로서 다음과 같다.

$$S_{2222} = \frac{1}{2(1-\nu_m)} \left[\frac{1+2\alpha}{(1+\alpha)^2} + \frac{1-2\nu_m}{1+2\alpha} \right],$$

$$S_{3333} = \frac{\alpha}{2(1-\nu_m)} \left[\frac{2+\alpha}{(1+\alpha)^2} + \frac{1-2\nu_m}{1+\alpha} \right],$$

$$S_{2233} = \frac{1}{2(1-\nu_m)} \left[\frac{1}{(1+\alpha)^2} - \frac{1-2\nu_m}{1+\alpha} \right],$$

$$S_{3322} = \frac{\alpha}{2(1-\nu_m)} \left[\frac{\alpha}{(1+\alpha)^2} + \frac{1-2\nu_m}{1+\alpha} \right],$$

$$S_{2323} = \frac{1}{4(1-\nu_m)} \left[\frac{1+\alpha^2}{(1+\alpha)^2} + 1-2\nu_m \right],$$

$$S_{2211} = \frac{\nu_m}{1-\nu_m} \frac{1}{1+\alpha}, \quad S_{3311} = \frac{\nu_m}{1-\nu_m} \frac{\alpha}{1+\alpha},$$

$$S_{1212} = \frac{1}{2(1+\alpha)}, \quad S_{1313} = \frac{\alpha}{2(1+\alpha)}$$

여기서 형상비 $a(=t/w)$ 는 Fig. A-1에서와 같이 보강재의 두께(t)와 폭(w)의 비로서 $0 < \alpha \leq 1$ 의 범위를 가진다. 따라서 보강재가 원형관인 경우는 $\alpha = 1$ 이며, 그 밖의 변환텐서 $S_{ijkl} = 0$ 이 된다.



Fig. A-1. A schematic view of reinforcement material (FGT, steel pipe).

문현구



1974년 서울대학교 공과대학 자원공학 공학사
 1983년 Univ. of Utah 암석역학 공학석사
 1987년 Univ. of Utah 암석역학 공학박사
 Tel : 02-2290-0413
 E-mail : hkmoon@hanyang.ac.kr
 현재 한양대학교 공과대학 지구환경시스템 공학과 교수

김광진



2000년 한양대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 Tel : 02-2299-3012
 E-mail : hysieger@hrg.hanyang.ac.kr
 현재 한양대학교 공과대학 지구환경시스템 공학과 석사과정