

노반재료의 소성침하 예측식을 이용한 강화노반 두께 산정

Estimation of Reinforced Roadbed Thickness based on Experimental Equation

신은철*
Shin, Eun-Chul

양희생**
Yang, Hee-Saeng

최찬용***
Choi, Chan-Yong

ABSTRACT

Design of the reinforced roadbed thickness is concerned with safe operation of trains at specified levels of speed, axle load and tonnage. There are two methods for evaluating it. One is using an experimental equation and the other is using elastic theory with considering axle load, material properties of subsoils and allowable elastic settlement. Multi-layered theory is used to determine reinforced roadbed thickness by RTRI. Although their reinforced roadbed thickness is designed with an objective of achieving a minimum standard 2.5mm of settlement on the subgrade surface, it is hardly applied to real design. Li(1994) has suggested the experimental model which design approach is to limit plastic strain and deformations for the design period. It is worth due to adopting soil equivalent number of repeated load application. Moreover, it has been a more advanced method than existing design methods because including resilient modulus of subsoil beneath track, soil deviator stress caused by train axle loads and MGT. In this paper, it is analyzed under domestic track conditions to estimate the reinforced roadbed thickness with different soil types.

1. 서론

토공노반에서 가장 중요하다고 볼 수 있는 강화노반의 두께는 각 국에서 설계방법을 토대로 설계하고 있다. 강화노반 두께를 결정하는 방법은 크게 경험식에 의해 결정하는 방법과 탄성이론에 의해 열차하중과 노반재료, 그리고 허용탄성침하량 등을 고려하여 강화노반 두께를 결정하는 방법으로 나눌 수 있다. 일본국철과 Talbot의 경험식은 대부분은 과거 60년대 교통하중 조건으로 만든 경험식이기 때문에 현재 교통조건과는 매우 다를 수 있으며 미국철도협회(AREA)에서는 Talbot 경험식을 이용하여 도상두께(도상+보조도상)의 최소두께를 460mm(18inch)로 두고 있다. 일본철도종합기술연구소(RTRI)에서는 다층탄성해석을 통해 강화노반두께를 결정하고 있으며 노반에 작용하는 압력방법과 노반재료의 탄성계수를 고려하여 노반상부에서의 허용탄성침하량 2.5mm일 때 강화노반 두께를 결정하도록 하였다. 실제 설계에는 반영되지 않고 있으나, Li 등(1994)은 열차의 반복하중에 의해 노반이 파괴거동을 고려할 수 있는 방법을 노반재료의 회복탄성계수(Resilient modulus)와 열차하중에 의해 노반에 발생하는 축차응력(Deviator stress)과의 관계를 이용한 소성침하량 경험 모델식을 이용하여 최적의 강화노반 두께를 결정하고 있다. 미국의 철도 현장은 국내와 같이 성토를 통해 시공기면이 매우 높지 않고 원지반 위에 바로 보조도상과 도상이 축조되는 경우가 대부분이기 때문에 사용된 노반재료의 대부분은 점성토계열(CL, CH, ML, MH)의 흙을 대상으로 개발되었다. 그러나 Li(1998)의 설계방법은 열차의 반복하중을 고려할 수 있는 방법을 제시한다는 점에서 매우 높은 의미를 가질 수 있다.

* 인천대학교 토목환경시스템공학과 정회원

E-mail : ecshin@incheon.ac.kr

TEL : (032)770-8466 FAX : (032)770-8460

** 인천대학교 토목환경시스템공학과 석사과정

*** 한국철도기술연구원 레도토목연구본부 선임연구원

또한 설계방법론에서도 교통하중, 연간통과톤수(MGT), 노반재료의 회복탄성계수(M_R) 고려 등 기존 설계방법 보다 한 차원 높은 설계방법이라고 볼 수 있다.

국내 강화노반의 경우 일반철도와 고속철도 이원화된 설계기준을 바탕으로 강화노반의 두께를 결정하고 있다. 일반철도의 경우 RTRI(1998)에 제안된 방법을 기초로 하여 국내 철도여건을 반영하여 강화노반의 이론이 정립되어져 있다. 고속철도의 경우 강화노반은 보조도상(subballast)과 입도조정층(Stabilization)으로 나뉘어져 표시되고 있다. 고속철도의 경우 독일철도기준에서 제시하고 있는 설계도표에서 보조도상의 최소두께기준(20cm)와 입도조정층(60cm)로 설계되고 있다. 따라서 국내 강화노반 두께 결정은 이론으로 먼저 계산된 후 상부노반의 재하실험에서 구한 지지력계수가 일정값 이상이 되도록 다짐 관리하여 표준화된 강화노반 두께를 설계하도록 되어져 있다. 그러나 이러한 설계방법은 노반재료의 역학적 개념이 포함되지 않은 방법으로 과대 또는 과소 설계 여부를 판단할 수 없는 한계를 내포하고 있다. 따라서 본 논문에서는 Li 등(1998)이 제안한 설계방법을 기초로하여 실제 국내 철도환경의 교통하중과 연간통과톤수(MGT), 노반재료의 회복탄성계수, 점성토와 사질토 계열에 대하여 소성 설계방법으로 강화노반 두께를 비교하였다.

2. 노반재료의 소성침하 거동

노반의 층의 변형을 유발하는 2가지 주요 요인으로는 회복변형(Resilient deformation)과 소성변형(Residual deformation)이 있다. 회복변형은 탄성변형으로 강화노반층의 두께와 강도가 증가함에도 회복탄성변형은 감소할 수 있다. 이는 과잉 변형이 감소하는 것을 의미하는데 압축침하로 인해 노반강도를 향상시키는 효과를 가질 수 있다. 이러한 이유로 노반설계에서 자갈층의 두께를 설계하는 것은 1차적으로 회복 변형을 감소시키기 위한 것도 있지만 보다 더 중요한 것은 자갈층 하부의 노반에 대하여 과잉소성변형을 최소화 할 수 있어야 한다. 누적 소성변형에 영향을 주는 요인으로는 축차응력(σ_d), 흙의 정적압축강도(static compressive strength, σ_s), 흙의 종류 그리고 반복재하 횟수(N) 등이 있다. 축차응력을 제외하고 노반상태와 교통조건, 이 외의 요인들이 이미 정해진 고정 값이다. 따라서 소성변형율과 변형량을 제어하는 주요 인자는 강화노반 하부에 위치한 상부노반의 축차응력을 설계기준 이하로 제한하는 것이다. 노상 파괴를 방지하기 위해 강화노반층 두께를 설계 하려면 2가지 기준을 만족하여야 한다. 첫 번째 설계 기준은 노상표면에서 누적 소성 변형율을 제한하는 것으로 노상의 점진적 전단 파괴를 막기 위한 것이며, 두 번째 기준은 반복하중에 의한 노반내의 과잉 소성 변형을 막는 것이다. 그림 1에 노반의 파괴형상을 나타내었다.

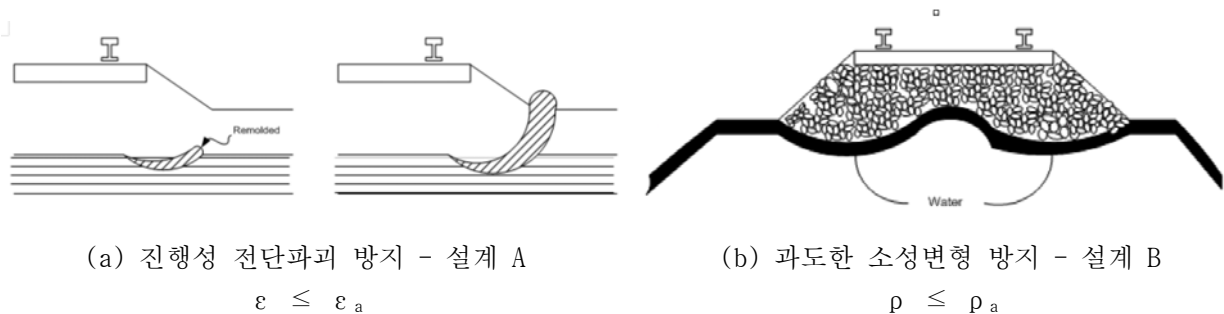


그림 1. 노반의 파괴형상

2.1 소성침하 영향인자

교통하중의 받는 구조물의 소성변형에 대한 연구는 많은 연구자들에 의해 연구가 진행되었으며 철도보다 도로에서 많은 연구가 진행되었다. 또한 노반재료에 대한 소성변형에 대한 연구를 수행하여 구속응력, 축차응력, 그리고 노반재료의 영향 등을 고려하여 파워함수 형태의 예측 식들이 많이 제안되고

있다. Li (1998)은 원지반 상태가 연약한 점성토의 경우 축차응력과 노반재료의 정적압축강도와의 비로 정의하여 소성침하량 예측 모델식을 제안하였다. Barksdale(1972)는 소성변형률은 축차응력에 비례하고 구속응력에 반비례한다고 하였으며, 이러한 응력비에 주로 지배된다고 보고하였다(Brown and Hyde, 1975). Pumphrey and Lentz(1986)도 동적 축응력과 구속압에 따라 응력비가 커짐에 따라 노반의 소성축 변형도 커진다고 발표한바있다. Sweere(1990)는 반복응력과 구속압의 응력비로서 반복재하횟수와 응력비의 크기에 따른 축변형률의 영향에 대하여 정량적으로 분석한 결과 누적소성 침하량은 응력비에 영향을 많이 받는다고 하였다.

2.2 소성침하 예측모델

노반재료의 반복하중에 따른 소성 변형에 대한 예측 모델은 다양한 하중, 토질 조건에 대한 실험을 통하여 예측모델이 제안되고 있다. 노반의 소성침하에 가장 큰 조건으로 Li et al.(1998)은 식(1)과 식(2)와 같이 반복하중에 대한 축차응력과 노반재료의 정적압축강도와의 관계로부터 소성변형을 예측할 수 있는 식을 제안하였다. 예측모델에서 노반재료의 변수 a, m, b는 흙 재료의 변수로 실험을 통하여 구할 수 있다.

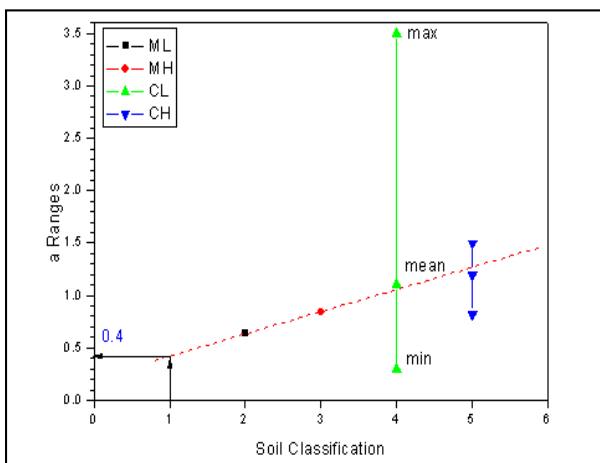
$$\epsilon_p(\%) = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b \quad (1)$$

$$\rho = \int_0^T \epsilon_p dt \quad (2)$$

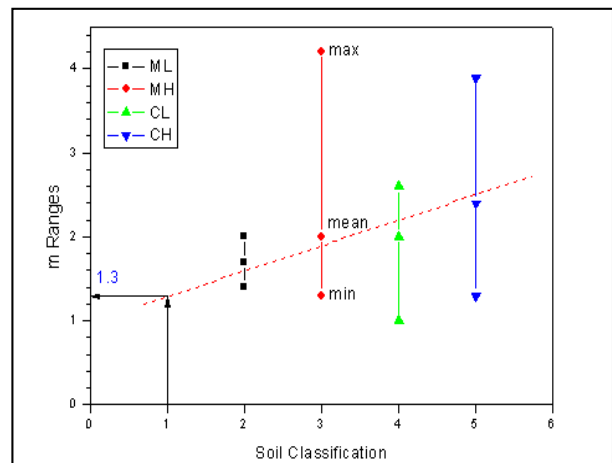
여기서, ϵ_p =누적 소성 변형률(strain), N=반복응력의 작용 횟수, $(\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3)$ =열차 축하중에 의한 흙의 축차응력, σ_s =흙의 압축강도, a, m, b=흙 종류에 따른 변수, ρ =누적 소성 변형(Deformation), T=노반의 변형층 두께이다.

2.3 노반재료별 구성모델

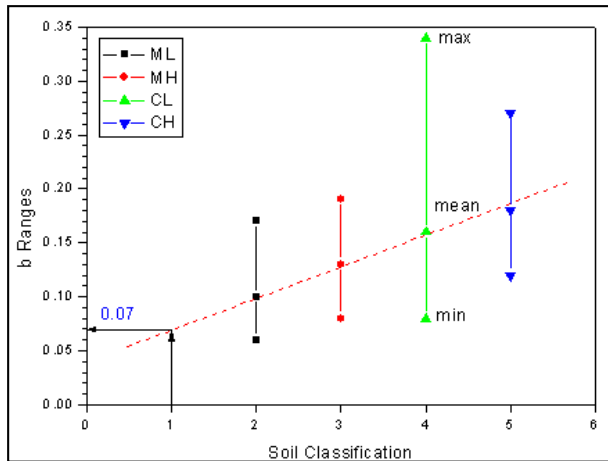
구성모델 식에 대한 흙의 종류에 대한 영향은 재료 변수(a, m, b)에 의해 반영된다. 재료 변수 a, m은 초기 1회 하중재하시의 변형률의 특성을 나타내며 강도정수에 대한 축차응력의 비에 의해 지배된다. 재료 변수 b는 하중재하 횟수에 대한 변수로 재하횟수에 따른 변형률의 관계를 대변한다. 강화노반의 두께를 산정하기 위해서는 그림 2-d와 같은 반복하중에 대한 응력비와 변형률의 관계에 대한 특성파악을 통하여 a, m, b를 변수로 하는 국내 노상토의 구성모델을 구하기 위한 시험이 선행되어야 한다.



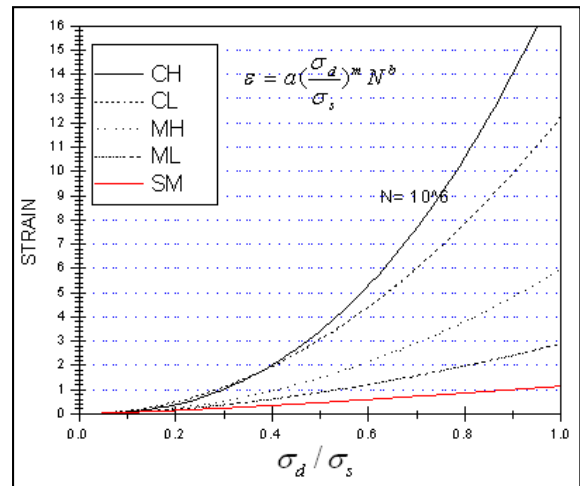
(a) 재료변수 a



(b) 재료변수 m



(c) 재료변수 b



(d) 반복하중에 따른 변형률과 응력/강도비의 관계

그림 2. 노반재료별 재료변수의 범위 및 변형률과 응력/강도비의 관계

본 연구에서는 입상의 국내 노상토를 사질토(SM)로 가정하여 강화노반의 두께를 산정하고자 a, m, b 값을 추정하였다. 그림 2-(a), (b), (c)와 같이 소성이 클수록 a, m, b값은 증가하고 강성이 클수록 반복하중에 의한 a, m, b의 값은 상대적으로 감소하는 경향을 보인다. 표 1과 같이 기존연구에서의 흙에 따른 재료변수의 특성을 통하여 사질토의 재료인자는 a=0.4, m=1.3, b=0.07로 추정하였다. 그림 2-(d)에 흙의 종류별 하중재하횟수에 따른 변형율과 응력/강도비의 관계를 도시하였다.

표 1. 재료인자 특성(Selig, 1996)

인자 유형		흙의 분류				
		이 논문 제안	Li 등(1998) 논문 제안			
		SM (추정)	ML	MH	CL	CH
a	Average	0.4	0.64	0.84	1.1	1.2
m	Average	1.3	1.7	2.0	2.0	2.4
b	Average	0.07	0.10	0.13	0.16	0.18

2.4 설계지표에 의한 강화노반 두께 산정

2.4.1 GEOTRACK을 이용한 노반 축차응력의 분석

설계지표를 계산하기 위한 궤도를 통해 노반에 발생하는 축차응력을 분석하기 위하여 GEOTRACK 프로그램(Chang et al., 1980)을 이용하였다. 표 2와 같은 궤도조건 및 노반조건을 대상으로 일반철도 1급선에 해당하는 LS-22 하중을 적용하여 열차하중에 의한 노반 내의 축차응력에 대한 해석을 수행하였다. 진행성 전단파괴를 방지하기 위한 설계의 해석대상 궤도단면은 그림 3과 같고, 과잉 소성변형과 분니발생을 방지하기 위한 설계의 해석단면은 그림 4에 도시하였다. 전자는 열차하중에 의해 발생된 응력으로 인하여 발생할 수 있는 노반상부의 전단파괴를 방지하기 위해 허용축차응력 이하로 전달응력을 제어하기 위한 설계로 그림 2-(d)의 하중 반복횟수에 대한 변형율과 응력/강도비의 관계에 따른 함수인 소성침하 예측식을 통하여 허용축차응력을 계산하게 된다. 후자는 반복적인 열차하중으로 인한 노반내의 영향범위에 대하여 소성침하 예측식을 이용해 노반의 소성변형을 제어하기 위한 설계로, 이때에 노반의 재료변수, 반복열차하중, 교통하중 및 회복탄성계수를 고려하는 소성설계의 개념을 도입한 소성설계법이다. 열차하중의 영향범위인 변형층(T)의 두께는 일반철도 1급선과 고속철도의 상부노반으로 가정하였다.

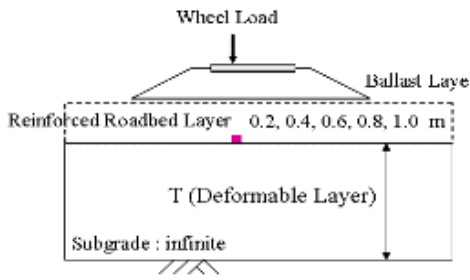


그림 3. 진행성 전단파괴 방지(설계 A)를 위한 해석단면

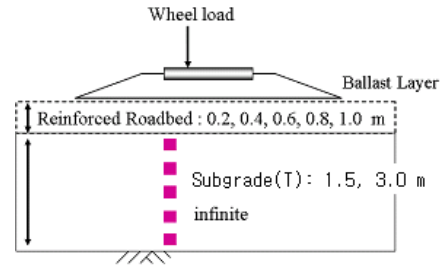


그림 4. 점진적 소성변형 방지(설계 B)를 위한 해석단면

표 2. 축차응력 해석을 위한 GEOTRACK의 입력물성값 및 변수

입력물성값 및 변수			
(a) 레일		(c) 도상자갈	
탄성계수(MPa)	2.10×10^5	밀도(Mg/m ³)	1.7
단면2차모멘트(mm ⁴)	3.09×10^7	포아송비	0.3
총 면적(mm ²)	7.75×10^3	회복탄성계수(MPa)	300
레일 간격(mm)	1443	수평토압계수(K_0)	1.0
단위중량(kg/m)	60	두께(m)	0.30
(b) 침목과 침목패드		(d) 강화노반층	
바닥면 폭(mm)	300	밀도(Mg/m ³)	2.2
바닥면 길이(mm)	2600	포아송비	0.35
탄성계수(MPa)	3.0×10^4	회복탄성계수(MPa)	280
단면2차모멘트(mm ⁴)	1.864×10^8	수평토압계수(K_0)	1.0
중량(kg)	250	두께(m)	0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2
침목간격(mm)	600		
침목패드 강도(kN/m)	8.0×10^5		
(e) 노반층		(f) 동적 윤택중	
밀도(Mg/m ³)	1.8	침목 No	1 4 7
포아송비	0.35	하중크기(kN)	198 198 198
회복탄성계수(MPa)	28		
두께(m)	infinite		
수평토압계수(K_0)	1.0		

2.4.2 강화노반 두께 산정

일반철도 1급선에 대한 강화노반 두께를 산정하기 위하여 표 3과 같은 설계조건 및 노반토의 특성을 이용하였다. 노반조건으로 사질토(SM)와 점성토(CL)에 대하여 교통조건으로 설계속도, 연간통과톤수, 설계하중으로 설계기간 5년과 15년에 해당하는 반복하중 등가횟수와 준동적하중을 산출한다. 강화노반의 물성값으로 회복탄성계수를 이용하며 설계기준으로 입상의 노반인 SM 토질의 경우, 변형율 1%, 2%, 침하량 13mm, 25mm, 상대적으로 소성성이 큰 점성토(CL)의 경우 변형율 2%, 4%, 침하량 25mm, 50mm에 대하여 검토하였다. 노반토의 특성에는 회복탄성계수, 재료변수, 변형영향 범위, 압축강도가 설계값으로 사용된다. 진행성 전단파괴 방지를 위한 설계지표는 그림 5에 해당하고 점진적 소성변형 방지를 위한 설계지표는 그림 6에 해당한다. 설계지표의 영향인자는 설계조건 및 노반토의 특성을 통하여 산출할 수 있으며 각각의 설계지표에 의하여 산정되는 강화노반의 두께를 비교하여 그 중 큰 값을 최종적으로 선택하게 된다.

표 3. 설계조건 및 노반토의 특성

사질토(SM)			점성토(CL)		
설계 변수	설계조건	변수	설계 변수	설계조건	변수
교통조건	V = 200 km/h 연간통과톤수 = 30 MGT P _s = 110kN		교통조건	V = 200 km/h 연간통과톤수 = 30 MGT P _s = 110kN	
강화노반의 물성 및 설계기준	E _b = 280 MPa 설계기간 = 5년, 15년	ε _{pa} = 1 %, 2 % ρ _a = 13 or 25mm	강화노반의 물성 및 설계기준	E _b = 280 MPa ε _{pa} = 2 % 설계기간 = 5년, 15년	ε _{pa} = 2 %, 4% ρ _a = 25 or 50mm
노반토의 특성	Soil type : SM (a = 0.4, b = 0.07, m = 1.3) E _s = 28 MPa	T = 1.5 or 3.0 m σ _s = 60 ~ 170 kPa	노반토의 특성	Soil type : CL (a = 1.1, b = 0.16, m = 2.0) E _s = 28 MPa	T = 1.5 or 3.0 m σ _s = 60 ~ 170 kPa

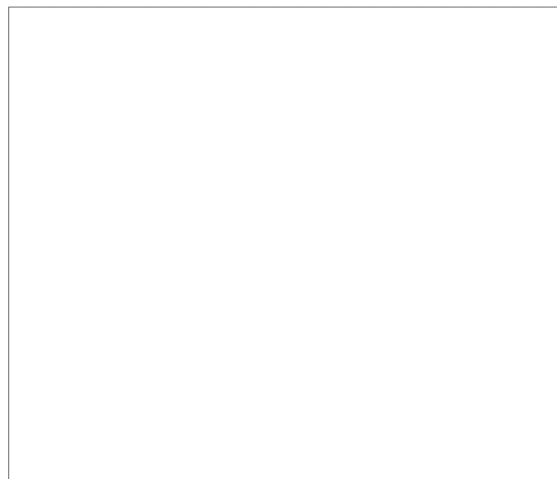
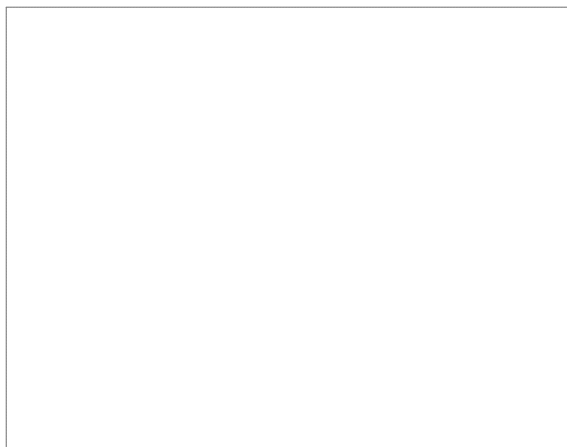
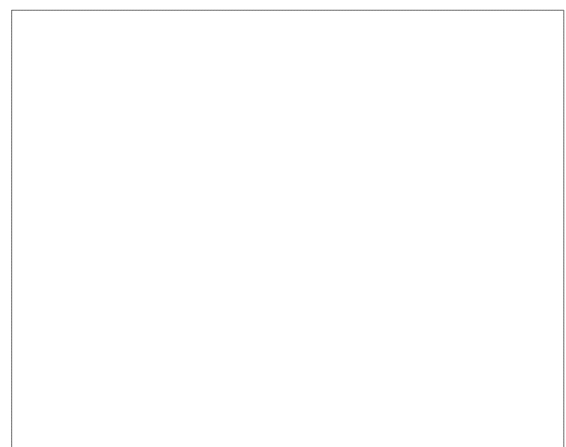


그림 5. 강화노반두께 설계지표-A



변형영향 인자(I_p)



변형영향 인자(I_p)

그림 6. 사질토(SM)와 점성토(CL)에 대한 설계지표-B

3. 강화노반 두께 해석결과 및 분석

그림 7에서 설계지표 B에 의해 산출된 a, b, c라인과 비교의 대상인 d라인 즉, 설계지표 A와 비교하여 큰 값이 강화노반의 두께가 된다. 먼저, a라인은 노반의 두께를 1.5m, 허용침하량 13mm로 제한한 경우이다. 흙의 강도를 나타내는 X축의 값이 60kPa인 경우, a라인의 강화노반의 두께는 1.15m이다. 이는 노반상부층의 전단파괴를 방지하기 위한 설계지표 A의 방법으로 산정된 강화노반의 두께 0.6m의 약 두 배에 해당하는 두께이다. 노반의 두께를 1.5m, 허용침하량 25mm로 제한한 라인 b의 경우는 정반대의 결과로 설계법 A의 방법인 라인 d(0.6m)와 비교하면 약 0.3m 적은 값을 나타낸다. 또한, 라인 a와 c의 경우 각각의 변형층두께 1.5m, 3.0m에 대하여 변형을 1%를 적용한 경우로서 변형층의 두께가 상대적으로 얇은 라인 a가 라인 c 보다 0.3m 두꺼운 강화노반의 두께가 산출된다. c라인의 경우, 설계지표 A의 결과보다 큰 강화노반의 두께를 요구하며, 노반토의 강도가 증가함에 따라 강화노반의 두께가 감소하여 노반의 강성 110kPa에서 진행성 전단파괴의 방지를 위한 설계법인 d라인과 수렴하는 것으로 나타났다.

a, b라인의 결과, 궤도침하에 영향을 미치는 응력분포의 영향깊이는 1.5m이상을 고려해야 한다고 판단된다. 또한, 허용침하량에는 탄성침하량도 포함되기 때문에 d라인의 아래에 있는 b라인을 통해 노반의 깊이뿐만 아니라 허용침하량의 기준의 선정에도 신중해야 될 것으로 판단된다.

그림 9는 점성토 조건으로 설계기간 5년에 해당하는 반복하중 증가횟수를 적용한 것이다. 전반적으로 궤도 사용초기에 발생 가능한 압축침하에 의한 진행성 전단파괴의 방지 설계법 A(라인 d)에 비하여 과잉소성변형의 방지설계법 B(라인 a, b, c)에 의해 산정된 두께가 비교적 크게 산정되어 점성토의 장기적 압밀에 의한 소성침하의 영향이 큰 것으로 나타났다.

설계기간 5년과 15년에 해당하는 반복하중 증가횟수의 영향은 사질토에 비하여 점성토에서 큰 것으로 나타나, 초기 압축침하의 영향이 큰 사질토와 장기적 압밀침하의 영향이 큰 점성토의 특성이 반영된 것으로 판단된다.

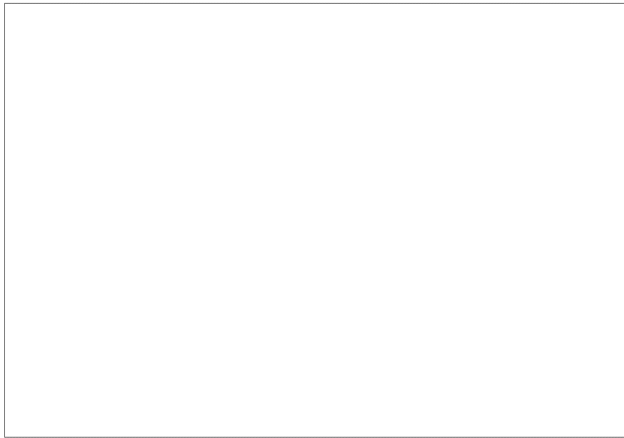


그림 7. 사질토의 강화노반두께 산정결과-a

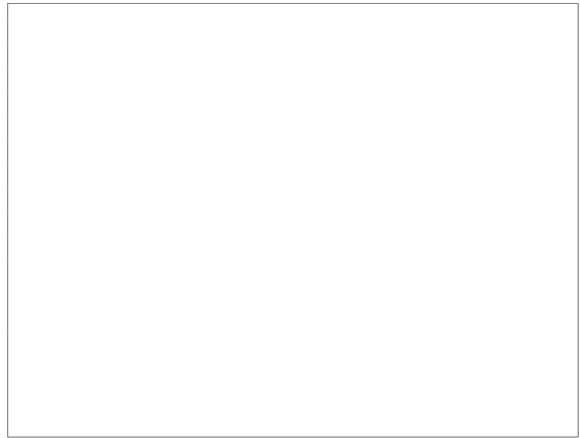


그림 9. 점성토의 강화노반두께 산정결과-a

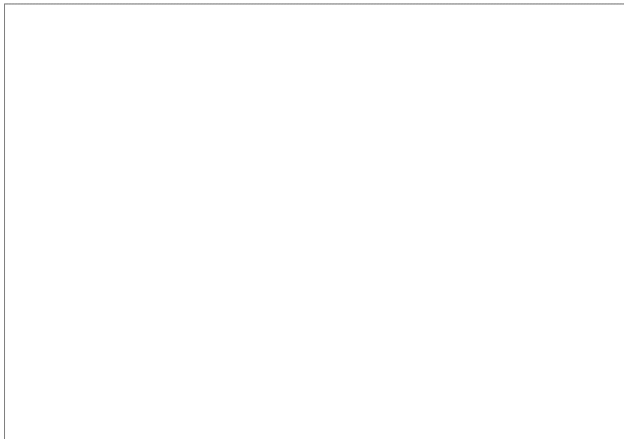


그림 8. 사질토의 강화노반두께 산정결과-b

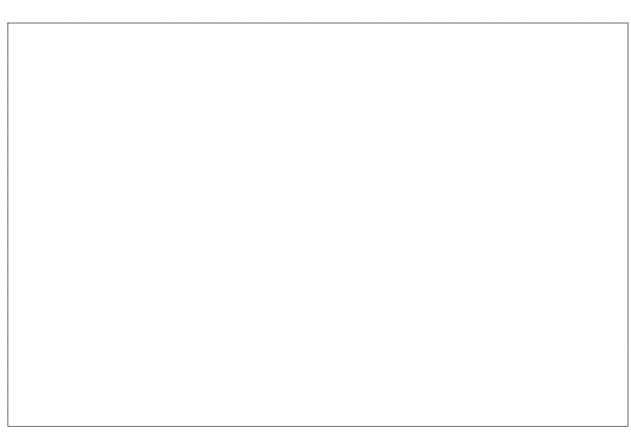


그림 10. 점성토의 강화노반두께 산정결과-b

표 4. 설계지표를 통한 예상 축차응력에 따른 강화노반 두께비교-SM

노상 토의 강도 (kPa)	d : 설계지표 A (m)	SM-design period 5years			SM-design period 15years		
		설계지표 B (m)			설계지표 B (m)		
		두께 1.5m		두께 3.0m	두께 1.5m		두께 3.0m
		a : $\rho_a =$ 13mm, $\epsilon_{pa}=1\%$	b : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=2\%$	c : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=1\%$	a : $\rho_a =$ 13mm, $\epsilon_{pa}=1\%$	b : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=2\%$	c : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=1\%$
60	0.63	1.06	0.3	0.76	1.14	0.37	0.91
70	0.4	0.8	0.18	0.54	0.92	0.24	0.63
80	0.2	0.52	0.08	0.36	0.64	0.13	0.43
90	0.18	0.42	.	0.24	0.44	0.02	0.3
100	0.07	0.3	.	0.12	0.36	.	0.18
110	0.04	0.22	.	0.02	0.28	.	0.08
120	.	0.14	.	.	0.2	.	.
130	.	0.11	.	.	0.14	.	.
140	.	0.06	.	.	0.06	.	.

표 5. 설계지표를 통한 예상 축차응력에 따른 강화노반 두께비교-CL

노상 토의 강도 (kPa)	설계지표 d : A (m)	CL-design period 5years			CL-design period 15years		
		설계지표 B (m)			설계지표 B (m)		
		두께 1.5m		두께 3.0m	두께 1.5m		두께 3.0m
		a : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=2\%$	b : $\rho_a =$ 50mm, $\epsilon_{pa}=4\%$	c : $\rho_a =$ 50mm, $\epsilon_{pa}=2\%$	a : $\rho_a =$ 25mm, $\epsilon_{pa}=2\%$	b : $\rho_a =$ 50mm, $\epsilon_{pa}=4\%$	c : $\rho_a =$ 50mm, $\epsilon_{pa}=2\%$
90	1.14		1.25			∞	
100	1.03		1.04	∞		1.2	
110	0.8		0.96	1.2		1.04	∞
120	0.7	∞	0.81	1.1		0.96	1.2
130	0.6	1.2	0.72	0.98	∞	0.84	1.1
140	0.55	1.16	0.62	0.84	1.25	0.7	1
150	0.48	1.02	0.51	0.8	1.14	0.66	0.9
160	0.36	0.9	0.42	0.64	1.04	0.56	0.76
170	0.3	0.82	0.36	0.56	0.96	0.49	0.72

4. 결론

본 논문에서는 철도노반전용 해석프로그램을 통해 열차하중과 노반조건에 의한 노반내의 응력상태를 파악하여 반복하중이 고려된 소성경험식을 통하여 흙의 종류 및 강도에 따른 강화노반의 두께를 산정하여 비교, 검토하였다. 기존의 탄성이론에 기초한 설계법이 노반의 다양한 파괴모드를 고려할 수 없다는 점, 열차 반복하중재하에 따른 소성변형을 고려할 수 없다는 점과 더불어 노반재료의 실질적인 탄성계수가 사용되지 못하고 있는 것을 반영한 본 설계방법은 노반에서 경험하는 축차응력이 반영된 역학적인 설계방법이라는 점에서 합리적이고 보다 현실적인 노반두께의 설계법인 것으로 판단된다.

그러나 정량적인 노반두께의 설계를 위해서는, 국내 성토재료의 토질특성이 반영된 구성모델식의 개

발을 위한 다양한 토질재료에 대한 반복재하시험과 비교/검증을 위한 현장시험이 선행되어야 할 것이다.

참고문헌

1. 대한토목학회 (2004), “철도설계기준(노반편)”
2. 한국고속철도건설공단(2003), “고속철도 전문시방서(노반편)”
3. 이수형, 김대상, 이일화, 장승엽 (2005), “수치해석과 경험식을 결합한 콘크리트궤도의 소성침하 예측기법 연구”, 2005 대한토목학회 정기학술대회
4. 한국철도기술연구원(1999), 철도노반재료로서 고로슬래그 활용화 방안 연구, 보고서.
5. 한국철도시설공단(2004), 철도설계기준(노반편)
6. RTRI (1996), “철도 강화노반 합리적 설계방안”
7. Ching S. Chang, Clement W. Adegok, Ernest T. Selig (1980), "GEOTRACK Model for Railroad Track Performance" Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. 11, November 1980, pp.1201-1218
8. Dingqing Li (1994), "Railway Track Granular Layer Thickness Design Based on Subgrade Performance under Repeated Loading"
9. Dingqing Li and Ernest T. Selig, E. T. (1998), 'Method for Railroad Track Foundation Design. I : Development', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4
10. Dingqing Li and Ernest T. Selig, E. T. (1998), 'Method for Railroad Track Foundation Design. II : Development', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4
11. Ching S. Chang, Clement W. Adegok, Ernest T. Selig (1980), "GEOTRACK Model for Railroad Track Performance" Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. 11, November 1980, pp.1201-1218
12. Barksdale, R. D.(1972), "Laboratory evaluation of rutting in basecourse materials", Proceedings 3rd International Conference on Structure of Asphalt Pavements, pp161~174
13. Brown, S.F., and Hyde, A. F. L. (1975), "Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Material", Transportation Research Record 537, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp 49-58
14. Pumphrey, Jr., N. D., and Lentz, R. W. (1986). "A Deformation Analysis of Florida Highway Subgrade Sand Subjected to Repeated Load Triaxial Tests." Transportation Research Record 1086, TRB, Washington D. C., pp49-56
15. Sweere, G. T. H. (1990). Unbound Granular Bases for Roads, PhD disserttion, University of Delft, Delft, The Netherlands