

지반반력계수(K_{30})와 변형률계수(E_v)에 대한 고찰

Study on the subgrade reaction modulus(K_{30}) and strain modulus(E_v)

김대상[†] · 최찬용* · 김성중** · 유진영*** · 양신추****

Dae-Sang Kim · Chan-Yong Choi · Seong Jung Kim · Jin Young Yu · Sin Chu Yang

Abstract

Two modulus, strain modulus (E_v) and subgrade reaction modulus (K_{30}) are being used as a standard for bearing stiffness in Korea Railroad design. The first is used in Europe and the other is used in Japan. The methodologies to obtain the two modulus are similar in using plate. But testing methods are different in loading to plate. Therefore, according to soil strain range, there should be large gap in not only computations of deformation modulus but also the necessary time to test. At first, this paper focuses on the two kinds of test methods to evaluate bearing stiffness. Secondly, based on elastic theory, the theory to obtain the two coefficients are studied thoroughly. Finally, the correlations between the two coefficients were analyzed and evaluated based on the field test results more than 38 places. The matching values for subgrade and ground between K_{30} and E_{v2} are proposed with the consideration of the proposed strain reduction factor (1.5 for subgrade and 3 for ground) and safety factor, respectively.

Keywords : Subgrade reaction modulus (K_{30}), Strain modulus (E_v), Plate Loading Test

1. 서론

철도노반은 열차하중에 대하여 지지력을 확보하며, 가급적 잔류 침하가 작게 발생하도록 건설되어야 한다. 토공의 침하와 지지력 특성은 노반 다짐도에 좌우된다고 알려져 있다. 도로 및 철도분야에서는 노반공사 완료 후 현장밀도시험, 지지강성 평가시험, 포화도 혹은 공기 간극률 시험, 프루프롤링법 등으로 노반의 품질관리를 수행하고 있다.

침하에 민감한 고속철도 토공의 경우 다짐 후 밀도를 관리하는 것이 가장 적절하나, 현재 지지강성에 기초한 품질관리를 수행하고 있다. 지지강성 기준을 다짐 품질 관리 기준으로 사용하는 이유는 현장밀도시험보다 시험에 소요되는 시간이 짧고 시험이 간단하며, 일반적인 경우 밀도가 증가하면 지지강성도 함께 증가한다고 알려져 있기 때문이다.

고속철도 설계기준에 의하면 토공의 지지강성 기준에 기초한 다짐관리도 지반반력계수(K_{30})와 변형률계수(E_v)를 혼용하고 있다. 이는 고속철도 건설 초기에 사용된 일본[5] 중심의 지반반력계수 개념과 프랑스와 독일[6]을 중심으로 유럽에서 사용하고 있는 변형률계수의 개념을 혼합 사용한 결과이다. 두 계수를 함께 사용하고 있으나, 계수간의 상관성에 대한 고찰은 미흡한 것이 현 상황이다.

토질역학에서는 재료의 강성을 평가하기 위하여 변형계수(E)를 사용한다. 변형계수는 흙의 종류, 변형률 발생 범위, 구속압, 그리고 반복재하 횟수에 따라 그 값이 변화한다. 따라서 유사한 개념의 지반반력계수와 변형률계수와의 상관관계를 실험 대상 토질 조건, 현장 조건에 따라 평가하는 것은 의미가 있다.

본 논문에서는 지반반력계수(K_{30})와 변형률계수(E_v)에 대한 이론적인 검토를 수행하고, 고속철도 현장 실험 결과로부터 상관관계 값을 제시해 보고자 한다.

[†] 정회원, 한국철도기술연구원, 궤도토목연구본부 선임연구원
E-mail : kds@krii.re.kr

TEL : (031)460-5305 FAX : (031)460-5319

* 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원

** 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 연구원

*** 비회원, 한국철도시설공단, KR 기술연구소 차장

**** 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 책임연구원

2. 토공다짐기준 및 시험법 비교

2.1 토공다짐기준

국내의 다짐품질 관리기준은 일반철도 표 1과 고속철도 표 2와 같다. 두 기준 모두 지지강성 기준과 상대다짐도를 규정하고 있으나, 실질적으로는 상대다짐도 규정을 사용하고 있지 않다. 지지강성 기준으로는 지반반력계수(K_{30})와 변형률계수(E_v)를 병용하고 있다. 실제 고속철도의 경우 1단계 구간(광명-대구)과 2단계 구간(대구-부산)에서 지반반력계수와 변형률계수를 혼용하고 있다.

2.2 지지강성 평가법 비교

본 절에서는 지반반력계수를 구하기 위한 평판재하시험과 변형률계수를 구하기 위한 반복평판재하시험에 대한 시험법을 비교하고 시험법의 특징을 분석하고자 한다. 도로 및 기초 설계에서 널리 사용되고 있는 평판재하시험은 시공이 완료된 노반의 지지력을 평가하기 위한 시험이다. 지지력 평가를 위하여 그림 1과 같이 직경 30, 40, 또는 75cm의 강체원판(두께 22mm 이상)을 노반 표면에 놓고 하중을 가하여 평균수직응력(σ_0)과 침하량(s)을 측정한다.

평판재하시험은 3종류의 재하판 직경을 사용하고, 평균수

직응력(하중)증가량은 국내의 도로 평판재하시험(KSF2310)에서는 35kPa을, 확대기초에 대한 평판재하시험(KSF2444)에서는 최대 10tf/m²(98kPa) 또는 설계 예상지지력의 1/5씩 6단계 이상 침하량을 측정하도록 규정하고 있다.

평판재하시험으로부터 얻은 평균수직응력과 침하량 사이의 관계로부터 지반반력계수는 식(1)과 같이 구할 수 있다(그림 2). 평판재하시험은 그림 1에서와 같이 재하판 직경 2배까지의 기초 강성에 대한 정보를 제공하고, 부분적인 시간효과를 고려할 수 있다.

$$k = \frac{\sigma_0}{s} \quad (s=1.25\text{mm 일 때}) \quad (1)$$

고속철도의 노반 다짐관리 기준으로 사용하고 있는 반복평판재하시험은 기존의 평판재하시험의 최대하중, 단계별 하중증가량, 하중 재하단계 수, 단계별 하중재하시간 및 반복재하횟수를 변화시켜 기존의 평판재하시험보다 현장에서 빠르게 다짐 강성을 평가 할 수 있는 시험법이다.

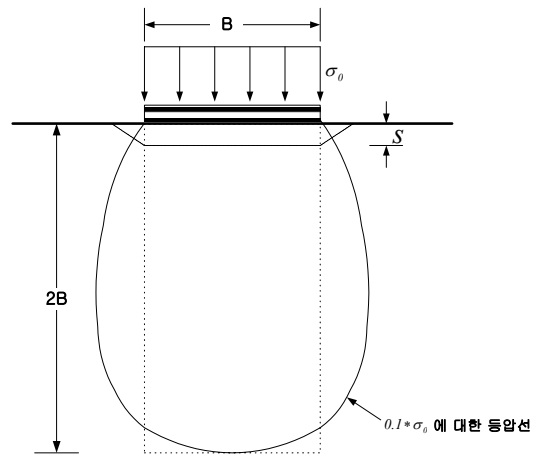


그림 1. 평판재하시험 모식도

표 1. 철도설계기준(노반편), 2004

층 명	$K_{30}(10^4\text{kN/m}^3)$	상대다짐도(%)
접속부	15 ≥	일반 흙쌓기와 동일
강화노반	없음	95 ≥
상부노반	11 ≥	95 ≥
하부노반	7 ≥	90 ≥

표 2. 고속철도 설계기준(노반편), 2005

층 명	고속철도 노반설계기준			
	$E_v(\text{MPa})$		상대다짐도(%)	
	E_{v2}	E_{v2}/E_{v1}		
접속부	시멘트처리된 보조도상	120 ≥	<2.2	100 ≥
	시멘트처리된 자갈	120 ≥	<2.2	-
	일반자갈	80 ≥	<2.3	-
강화노반	보조도상층	120 ≥	<2.2	100 ≥
	입도조정층	80 ≥	<2.3	-
상부노반	80 ≥	<2.3		95 ≥
하부노반	60 ≥	<2.7		90 ≥

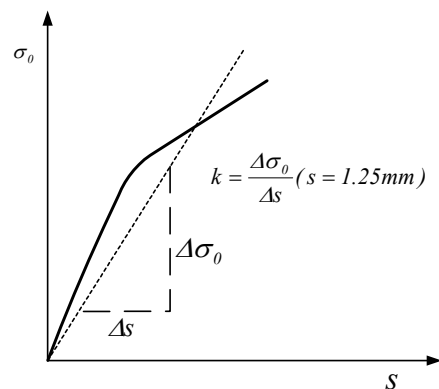


그림 2. 평균수직응력 - 변위

하중 단계는 최소 6단계 이상이어야 하고, 각 단계별로 1~2분 동안 하중을 일정하게 유지하고 다음 단계로의 하중 증가는 1분 이내에 완료된다. 1회의 재하 및 제하 하중 전 단계는 0, 0.08MPa, 0.16MPa, 0.25MPa, 0.33MPa, 0.42MPa, 0.50MPa, 0.25MPa, 0.125MPa, 0으로, 평균수직응력 증가량은 80~90kPa을 사용하도록 규정하고 있다.

변형률 계수를 구하는 방법은 시험으로부터 얻은 평균수직응력-변위 관계를 식(2)와 같이 2차원 함수로 표현하고 계수값들을 구한다.

$$s = a_0 + a_1 \cdot \sigma_0 + a_2 \cdot \sigma_0^2 \quad (2)$$

여기서, σ_0 : 평판하 수직응력(MPa)

a_0, a_1, a_2 : 계수(mm/MN²/m⁴)

얻어진 계수값을 이용하여 식(3)으로 부터 변형률계수를 구한다. 현장에서는 변형률계수를 구하기 위하여 할선구배 (gradient of secant)를 이용한다(그림 9, 그림 10 참조).

$$E_v = \frac{1.5r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0max}} \quad (3)$$

여기서, r : 재하판 반경(mm)

σ_{0max} : 최대수직응력(MPa)

변형률계수(E)와 지반반력계수(K₃₀)사이의 상관관계는 Timoshenko의 기본식과 재하판 크기효과(K₃₀=2.2K₇₅)를 고려하여 유도한 식(4)를 변형하여 구할 수 있다.

$$\delta = \frac{\pi Pr(1-\nu^2)}{2E} \quad (4)$$

$$\frac{P}{\delta} = K_{75} = \frac{2E}{\pi r(1-\nu^2)} \quad (5)$$

$$E = \frac{\pi r(1-\nu^2)K_{30}}{2 \times 2.2} \quad (6)$$

여기서, δ : 재하판에 의한 지표면 침하량(cm)

P : 재하응력(kgf/cm²)

r : 재하판 반경(37.5cm, 15cm)

ν : 포아송비

E : 노반 변형률계수(kgf/cm²)

K_{75} : 직경 75cm의 재하판에 의한 재하시험값(kgf/cm³)

K_{30} : 직경 30cm의 재하판에 의한 재하시험값(kgf/cm³)

표 3. 지지력 시험법 비교

항목	평판재하시험(K ₃₀)		반복평판재하시험(E _v)
	도로(KSF2310)	확대기초(KSF2444)	DIN 18134
목적	지반반력계수	지반반력계수, 극한·항복 지지력	변형률계수
최대하중(kPa)	최대접지압력 또는 지반항복응력 이상, 침하량 15mm이상	전침하량이 재하판 지름의 10%이상	500
단계별 하중 증가량(kPa)	35	예상지지력 1/5이하 또는 98	80~90
단계별 하중 종료방법	1분간 침하량이 그 하중단계 침하량의 1%이하	0.01mm/분	1~2분 동안 일정하중 유지

표 3은 평판재하시험과 반복평판재하시험 비교표이다. 도로용 평판재하시험, 확대기초용 평판재하시험, 반복평판재하시험 별로 그 목적, 최대하중, 하중증가량 및 단계별 하중 종료방법에 차이가 있다. 평판재하시험과 반복평판재하시험을 비교해 보면, 최대하중, 반복재하 횟수, 단계별 하중종료 방법에 차이가 있음을 알 수 있다. 최대하중은 철도하중을 고려한 노반압력을 포함할 수 있어야 한다. 도로 평판재하시험에서의 단계별 하중증가량(35kPa)을 철도에 동일하게 적용하면, 최대하중 재하 시까지 많은 시험 시간이 필요하다. 따라서 반복평판재하시험과 같이 단계별 하중 증가량을 조정하여 시험할 필요가 있다. 두 시험법에서의 단계별 하중 종료 방법에서의 차이는 시험 결과에 큰 영향을 미칠 뿐 만 아니라 시험 시간에도 큰 영향을 미친다.

3. 이론적 고찰

상기에서 언급한 바와 같이 변형률계수는 흙의 종류, 변형률 발생 범위, 구속압, 반복재하 횟수 등에 따라 그 값이 달라진다. 본 절에서는 변형률계수에 영향이 큰 인자인 흙 종류, 반복재하횟수, 변형률 발생 범위를 고려하여 지반반력계수로부터 변형률계수를 평가해 보고자 한다. 식(4)에서 포아송비는 사질토의 경우 0.4로, 포화된 점성토의 경우 0.5로 가정하고 변형률계수를 산정하였다.

반복재하에 따른 변형률계수의 증가를 고려하기 위하여 표 2의 상부노반에 대한 E_{v2}/E_{v1}의 최대값인 2.3을 사용하였다. E_{v2}/E_{v1}의 최대값을 사용한 이유는 이 비 값이 E_{v1} 값에 대한

표 4. K_{30} 에 대한 E_v 값

흙 종류		E_v (MPa)	
		사질토	점성토
포아송비		0.4	0.5
K_{75}		$E=0.99K_{75}$	$E=0.88K_{75}$
K_{30}	재하판 크기(2.2)	$E=0.45K_{30}$	$E=0.40K_{30}$
E_2/E_1	반복재하 (2.2)	$E=0.99K_{75}$	$E=0.88K_{75}$
	반복재하 (2.3)	$E=1.03K_{30}$	$E=0.92K_{30}$
	반복재하 (2.7)	$E=1.21K_{30}$	$E=1.08K_{30}$
$K_{30}=69$ (MN/m^3)	반복재하 (2.3)	71.1	63.5
	변형률 (1/1.5)	47.4	42.3
	변형률 (1/3)	23.7	21.2
$K_{30}=108$ (MN/m^3)	반복재하 (2.3)	112.3	100.3
	변형률 (1/1.5)	74.8	66.9
	변형률 (1/3)	37.4	33.4

표 5. 상관관계로부터 도출한 E_{v2}

층 종류	K_{30} (MN/m^3)	이론 E_{v2} (MN/m^2)	실험 E_{v2} (MN/m^2)
원지반	69	21.2	22
	108	33.4	35
상하부노반	69	47.4	43
	108	74.8	68

E_{v2} 값의 최대값을 규정하고 있기 때문이다. 이 값들은 실험적으로 얻어진 값으로 90%와 95% 상대다짐도에 상응하는 지지강성 증가의 한계 값이다. 성토체가 모래와 암의 혼합체로 인공적으로 조성되어 어느 정도 일정 범위의 품질을 갖는 것과 다르게, 원지반 조건은 토질 조건에 따라 그 변화의 폭이 클 수 있다. 토질조건과 현장함수비 변화에 따라 변형계수는 어느 범위의 값을 가질 수 있을 것이므로, 이론 검토에서는 토질조건 및 현장함수비 변화에 따른 계수 변화를 변형률 변화조건으로 고려하였다. 원지반과 상하부노반에서의 실험 결과를 기초로, 동일 하중 재하 시 발생하는 변형률이 증가할 때 변형계수는 감소하므로 이를 고려하기 위하여 변형계수 감소계수를 1.5와 3으로 가정하고 변형률 계수를 평가하였다. 표 4는 재하판 크기, 상하부노반의 반복재하 여부, 변

형률 증가에 따른 변형 계수 감소를 고려하여 변형률 계수 값을 검토한 결과이다. 상부노반의 지지강성을 나타내는 $K_{30}=108 MN/m^3$ 에 대한 반복재하를 고려한 E_{v2} 최대값의 범위는 100.3~112.3MPa사이, 하부노반의 지지강성을 나타내는 $K_{30}=69 MN/m^3$ 에 대한 반복재하를 고려한 E_{v2} 최대값의 범위는 63.5~71.1 MPa범위에 있었다. 변형률 감소계수를 고려한 사질토와 점성토의 E_{v2} 최대값의 범위는 21.2~74.8MPa범위에 있었다.

4. 현장시험 결과 및 분석

본 절에서는 원지반 12개소와 상하부노반 7개소에서 수행한 현장 실험결과로부터 지반반력계수와 변형률계수를 정리하고 비교 분석하였다. 표 6~표 7은 원지반과 상하부노반에서의 지지강성 평가 결과이다. 그림 3~그림 5는 원지반의 K_{30} , E_{v1} , E_{v2} 에 대한 상관관계를 분석한 결과이다. 그림 6~그림 8은 상하부노반의 K_{30} , E_{v1} , E_{v2} 에 대한 상관관계를 분석한 결과이다.

원지반에 대한 K_{30} 값의 범위는 흙각기 구간을 제외한 경우에는 35~105MN/m³ 범위에 있었고, 흙각기 구간의 경우에는 180~250MN/m³ 범위에 있었다. E_{v1} 값의 범위는 흙각기 구간을 제외한 경우에는 10~23MPa범위에 있었고, 흙각기 구간의 경우에는 24~49MPa 범위에 있었다. E_{v2} 값의 범위는 흙각기 구간을 제외한 경우에는 18~37MPa범위에 있었고, 흙각기 구간의 경우에는 46~96MPa 범위에 있었다.

상하부노반에 대한 K_{30} 값의 범위는 136~478MN/m³ 범위에 있었다. E_{v1} 값의 범위는 45~196MPa범위에 있었고, E_{v2} 값의 범위는 132~281MPa 범위에 있었다.

그림 3에서 그림 8에 상관관계 분석 결과, E_{v1} 에 대한 K_{30} 값의 증가율은 상부노반이 가장 크고 하부노반이 가장 작았다.

원지반과 상하부노반에 대한 K_{30} 과 E_{v2} 사이의 상관관계로부터 표 5와 같이 E_{v2} 값을 도출할 수 있었다.

이론식으로부터 구한 E_{v2} 값과 현장 실험을 통하여 구한 E_{v2} 값을 비교해 보면, 이론 E_{v2} 값에 변형률 증가에 대한 변형계수 감소율을 원지반의 경우 3, 상하부노반의 경우 1.5를 적용한 결과가 실험 E_{v2} 값과 유사한 결과를 도출하였다.

그림 9와 그림 10은 10-4공구와 10-5공구에서 실시한 상부노반과 원지반에서의 반복평판재하시험 결과이다. 상부노반의 경우 E_{v2} 값 결정 범위는 1.18~1.43mm에 있었고, 원지반의 경우 E_{v2} 값 결정 범위는 8.34~10.80mm 범위에 있었다. E_{v2} 값 결정 발생 변형률 범위가 7배 정도 차이가 있음을 확인할 수 있었다.

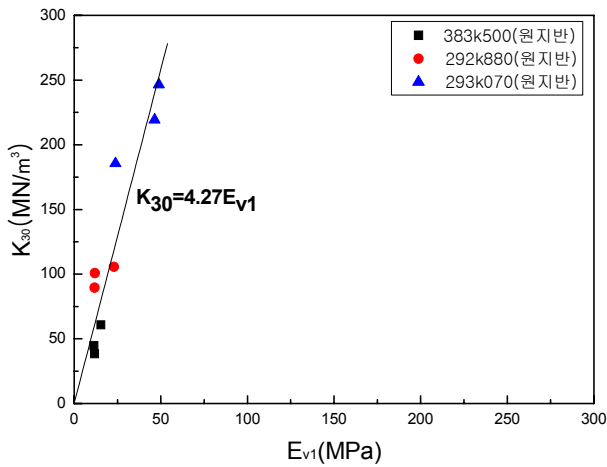


그림 3. 원지반 K_{30} 과 E_{v1} 상관관계

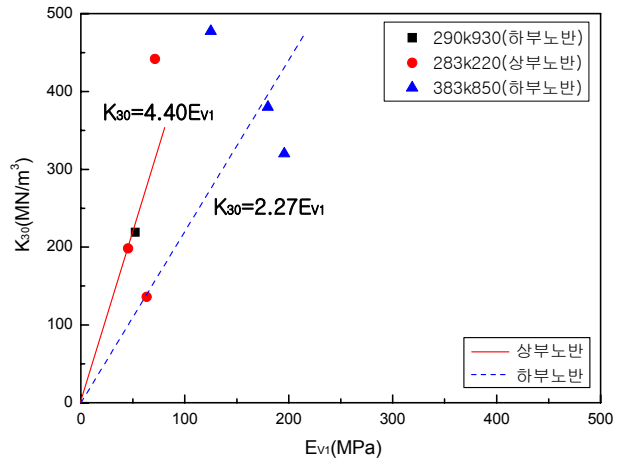


그림 6. 상하부노반 K_{30} 과 E_{v1} 상관관계

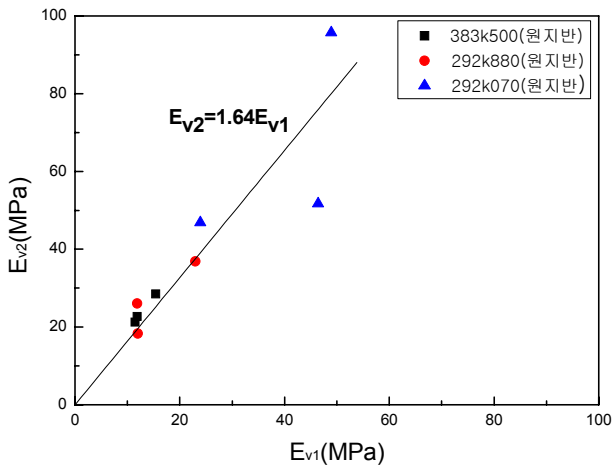


그림 4. 원지반 E_{v2} 와 E_{v1} 상관관계

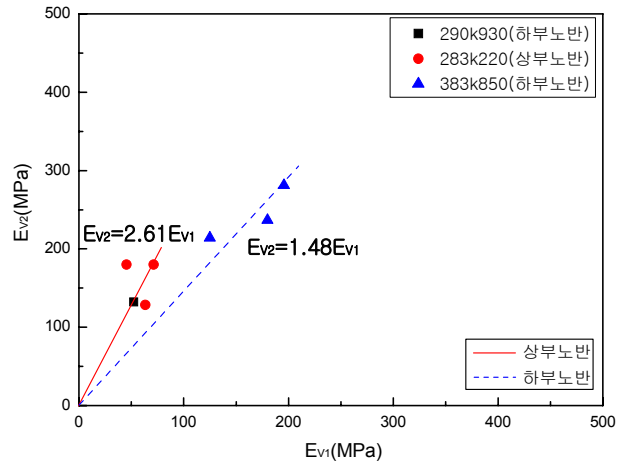


그림 7. 상하부노반 K_{30} 과 E_{v2} 상관관계

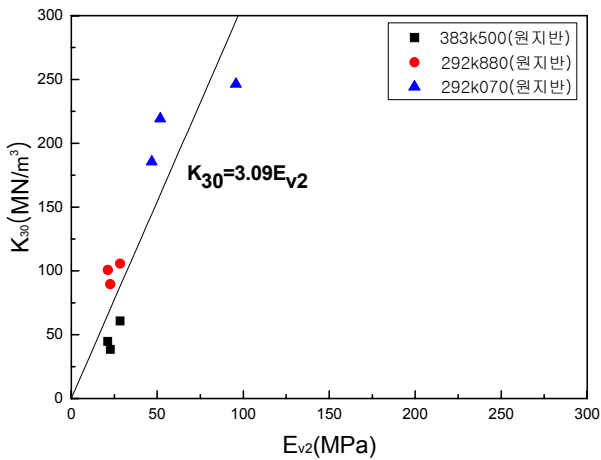


그림 5. 원지반 K_{30} 과 E_{v2} 상관관계

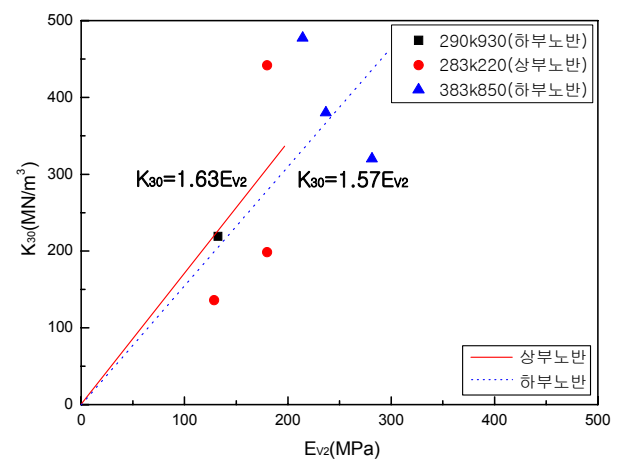


그림 8. 상하부노반 K_{30} 과 E_{v2} 상관관계

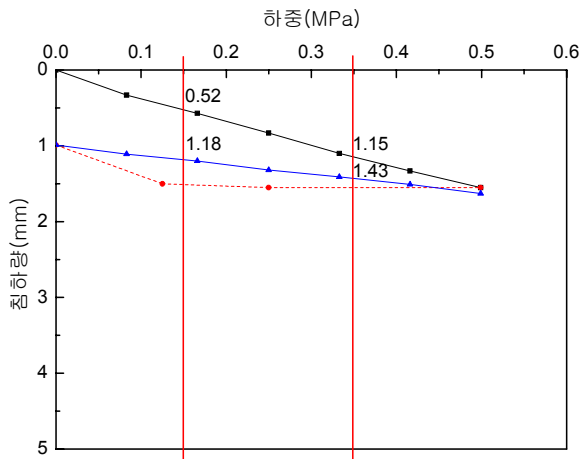


그림 9. 10-4공구 반복평판재하시험(상부노반)

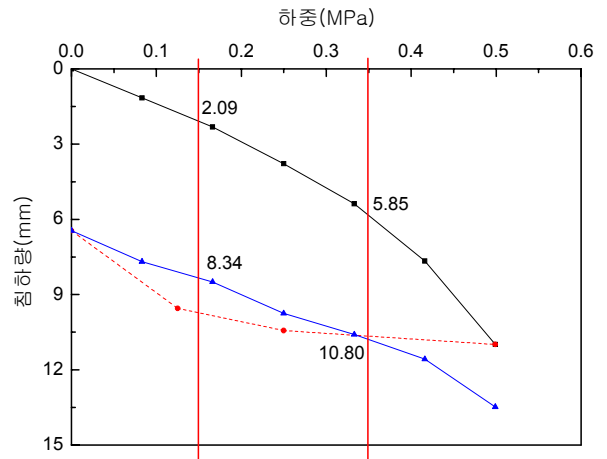


그림 10. 10-5공구 반복평판재하시험(원지반)

표 6. 원지반 지지강성 측정결과

시험위치	흙 분류	시험 결과				비고
		반복평판재하시험			도로평판 재하시험	
		E_{v1} (MPa)	E_{v2} (MPa)	E_{v2}/E_{v1}	K_{30} (MN/m ³)	
383K500(우)	SM	11.87	22.73	1.91	38.4	14-1 공구
383K500(중앙)		11.45	21.23	1.85	44.8	
383K500(좌)		15.41	28.48	1.85	60.8	
292K880(우)	CL	11.84	26.01	2.20	89.6	10-5 공구
292K880(중앙)		11.97	18.29	1.53	100.8	
292K880(좌)		22.96	36.89	1.61	105.6	
292K910(우)	CL	측정불가			38.4	11-1 공구
292K910(중앙)		측정불가			44.8	
292K910(좌)		측정불가			35.2	
293K070(우)	미조사	48.91	95.74	1.96	246.4	11-1 공구 (흙깎기구간)
293K070(중앙)		23.94	46.88	1.96	185.6	
293K070(좌)		46.39	51.72	1.11	219.2	

표 7. 상하부노반 지지강성 측정결과

시험위치	시험 결과				비고
	반복평판재하시험			도로평판 재하시험	
	E_{v1} (MPa)	E_{v2} (MPa)	E_{v2}/E_{v1}	K_{30} (MN/m ³)	
292K930(좌)	52.33	132.35	2.53	219.2	11-1공구 (하부노반)
283K220(좌)	45.45	180.00	2.95	198.4	10-4공구 (상부노반)
283K220(중앙)	71.43	180.00	1.86	441.8	
283K220(우)	63.38	128.57	1.2	136.0	
383k850(좌)	180.00	236.80	1.32	380.0	14-1공구 (하부노반)
383k850(중앙)	125.00	214.29	1.71	477.6	
383k850(우)	195.65	281.25	1.44	320.0	

5. 결론

고속철도 현장에서의 토공사 완료 후 다짐 품질관리 기준으로 적용하거나, 원지반 개량 깊이 결정 등에 사용되는 K_{30} 값과 E_{v2} 값 사이의 상관관계를 평가하기 위하여 두 계수에 대한 이론적인 고찰과 현장 실험을 통한 비교 분석을 수행하였다.

- (1) 두 계수간의 시험법 비교를 통하여 K_{30} 값을 구하기 위한 평판재하시험의 경우 침하가 충분히 수렴하도록 허용하는 반면, 반복평판재하시험의 경우 침하가 충분히 수렴하기 전에 다음 단계로의 하중 증가를 수행하는 것을 알 수 있었다. 현장 실험 결과로 부터 E_{v2} 값 결정 시 상하부노반의 경우 발생 침하량이 1.18~1.43mm 전후에서 계수 값을 결정하였으나, 원지반의 경우 이 보다 훨씬 큰 발생 침하량 범위인 8.34~10.80mm 전후에서 계수 값을 결정하는 것을 확인할 수 있었다.
- (2) 현장시험 결과로부터 K_{30} 값과 E_{v2} 값 사이의 상관관계를 원지반과 상하부노반에 따라 표 8과 같이 결정하였다. 표 9에서는 상관관계식과 안전계수(1.1~1.4)를 고려하여 현실 설계기준에서 사용하고 있는 원지반 및 상하부노반의 다짐품질관리기준을 비교 제안하였다.

표 8. K_{30} 과 E_{v2} 상관관계식

지반조건	상관관계식
원지반	$E_{v2}=K_{30}/3.1$
상하부노반	$E_{v2}=K_{30}/1.6$

표 9. K_{30} 과 E_{v2} 상관관계

지반조건	$K_{30}(MN/m^3)$	$E_{v2}(MN/m^2)$ 상관관계식 이용	$E_{v2}(MN/m^2)$ 안전계수 (1.1~1.4)
원지반	69	25	30
	108	35	45
상하부 노반	69	45	60
	108	70	80

두 시험 모두 다짐 후 일정 깊이까지의 지지강성과 원지반 표면의 지지강성을 평가할 수 있는 시험법이나, 원지반의 경우 깊은 심도에서 발생하는 침하를 예측할 수 있는 시험 법은 아니다. 지지강성은 함수비 조건에도 영향을 받으므로 현장 시험일의 기후 조건에도 영향을 받을 수 있다. 따라서 표 9에서 제안한 값은 이를 고려한 환산 값 개념으로 사용해야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

현장 시험에 많은 도움과 협력을 주신 경부고속철도 2단계 공사현장의 건설 관계자 여러분과 (주)한국철도기술공사 여러분께 감사의 말씀을 올립니다.

참고 문헌

1. 철도설계기준(노반편), 한국철도시설공단 (2004).
2. 고속철도설계기준(노반편), 한국철도시설공단 (2005).
3. 고속철도공사 전문시방서(노반편), 한국고속철도건설공단(2003).
4. 김용필 외 5인, 이론과 실무, 지반공학시험, 세진사 (2002).
5. 철도구조물등설계표준동해설 생력화궤도용구조물-일본어판 (1999).
6. Klaus Lieberenz, Claus Gobel, Handbuch Erdbauwerke der Bahnen, Eurail press in Germany (2004. 7).

(2007년 5월 10일 논문접수, 2007년 6월 22일 심사완료)