

Hyperbolic 모델과 공내재하시험(PMT)을 이용한 노상탄성계수 예측법

Prediction Method for Subgrade Modulus using Hyperbolic Model and Pressuremeter Test

임유진^{*}, 누엔 티엔 하이^{**}, 장덕순^{***}

Yujin Lim, Tien Hai Nguyen, Duk-Sun Chang

1. 서 론

포장설계에 사용될 수 있는 물성치는 회복탄성계수(M_r), 지반반력계수(k), CBR 및 R값 등이다. 각 물성치는 상부 표층포장의 재료 즉, 가요성 또는 강성포장재료에 따라 달리 선택되며 아울러 적용되는 설계법에 따라 특정 물성치를 사용한다. 본 연구에서는 계획된 아스팔트 표층하부 노상에 대한 PMT 시험으로부터 응력(σ)의존성, 변형률(ϵ)의존성 및 재하빈도(N)를 고려하여 도로공용후 일정시점에서 노상의 탄성계수를 예측할 수 있는 모델을 제시하고 이를 직접 현장에 적용하여 유효성을 확인하였다.

공내재하시험(Pressuremeter Test, 이하 PMT)은 원주형의 프로브(probe)를 시험대상 지반내의 천공경 안에 거치하고 이를 횡방향으로 가압시키는 장치이다(그림 1.). 시험시 가한 횡방향 압력(p)과 프로브의 부피팽창(ΔV)을 측정하여 이들의 관계로부터 현장지반의 횡방향 가압력(p)-횡방향 변형률($\Delta R/R_0$) 관계를 설정할 수 있다. 횡방향 변형률($\Delta R/R_0$)은 공경의 팽창변형을 초기반경(R_0)에 대한 공경의 증가(ΔR)비로 표시한 것으로서 반경방향의 변형률($\epsilon_{\theta\theta}$)이 된다.

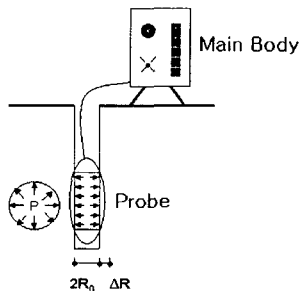


그림 1 공내재하시험기의 작동원리 개략도

* 배재대학교 공과대학 토목환경공학과 조교수(yujin@mail.pcu.ac.kr/Tel. 042-520-5402)

** 배재대학교 대학원 토목환경공학과 석사과정(nthai_hung@hotmail.com/Tel. 042-520-5855)

*** 대전광역시 감사관실(jangds57@hanmail.net/Tel. 042-600-2043)

그림 2.는 전형적인 PMT시험 결과를 도시한 것으로서 부피팽창(ΔV)으로부터 횡방향 변형율로 변환하는 과정과 측정된 원데이터로부터 얻을 수 있는 탄성계수(E_0 , E_R)를 설명한다.

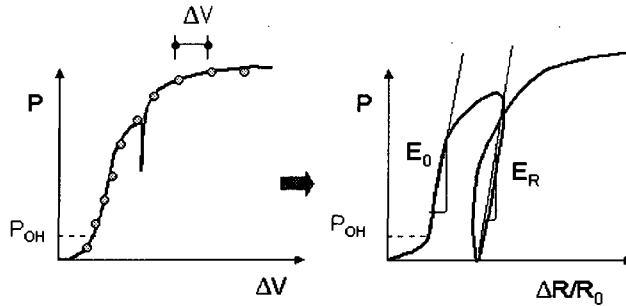


그림 2 공내재하시험의 전형적인 시험결과와 탄성계수의 정의

위의 그림에서 지반의 탄성계수는 아래와 같이 정의된다:

$$E_{elastic} = 2(1 + \nu) V \frac{\Delta p}{\Delta V} \quad (1)$$

따라서 그림 2.의 공내재하 주탄성계수(E_0)는 프로브의 반경변화를 고려할 때 아래 식으로 정의된다:

$$E_0 = (1 + \nu)(p_2 - p_1) \frac{\left[1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2\right]^2 + \left[1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_1\right]^2}{\left[1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_2\right]^2 - \left[1 + \left(\frac{\Delta R}{R_0}\right)_1\right]^2} \quad (2)$$

여기서 ν =포아송비, p =가압력, R_0 =프로브 초기반경, ΔR =프로브반경증분, 아랫첨자 1, 2= 시험데이터 그래프상 선형부분 두 측정점의 위치이다. 그림 2.를 참조하면 제하-재제하 탄성계수(E_R)도 식(2)와 유사하게 표현할 수 있다.

2. 공내재하시험(PMT)을 이용한 노상 물성치의 예측

2.1 PMT에 의한 변형율 의존성 모델 구현

PMT는 기능상 변형율 의존성과 응력수준의 영향 등 흙의 여러 가지 변형특성을 고려할 수 있다(그림 3. 참조). 지반변형계수(E)의 변형율 의존성은 Kondner(1963)에 의한 hyperbolic 모델을 이용하여 표현할 수 있다(식 3). 식 3에서 계수 a 및 b 는 여러 값의 변형율(ϵ)에 대해 할선탄성계수 E 를 구하면 계산할 수 있으며 이때 $1/E$ 와 변형율 ϵ 관계를 그래프로 그려 최적 직선식의 절편 a 와 기울기 b 를 구한다.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (3)$$

여기서 방사방향 변형율($\epsilon_{\theta\theta}$)은 PMT 프로브 최외측에 연한 공경주면의 변형율이므로 프로브로부터의 거리가 멀어짐에 따라 감소하게 된다. 따라서 평균 방사방향 변형율($\epsilon_{\theta\theta, avg}$)을 사용하며 본 연구에서는 Briaud et



al.(1987)에 의해 제안된 아래 식을 이용하였다:

$$\epsilon_{00-avg.} = 0.32 \epsilon_{00} \tag{4}$$

따라서 1/E와 평균 변형률($\epsilon_{00-avg.}$) 사이의 관계를 그리고 절편 a와 기울기 b를 구하면 임의 변형률에서의 탄성계수 값을 쉽게 구할 수 있다.

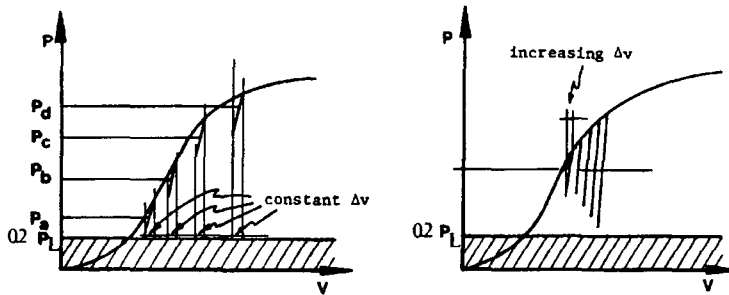


그림 3. PMT이용 특수 시험: (a) 응력수준 영향 시험, (b) 변형률 수준 영향 시험

2.2 PMT에 의한 응력 의존성 모델 구현

흙의 탄성계수는 응력의 크기에 의존하는 것으로 알려져 있다(그림 3 및 그림 4 참조). 대표적인 응력의 존형 표현식은 Janbu(1963)를 들 수 있다. 이 식을 평균주응력(θ)에 대한 표현식으로 정리하면 아래와 같다:

$$E = k \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{n_0} \tag{5}$$

위의 식은 초기 접선탄성계수에 주로 적용되며 k와 n_0 는 각각 지반 물성치와 상관되는 상수값이다.

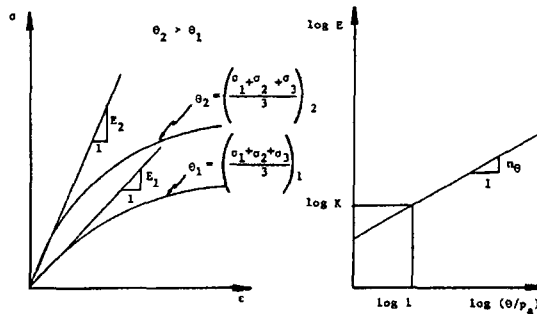


그림 4 응력 의존성을 갖는 지반 변형률의 표현 방법

2.3 재하속도 및 재하횟수의 영향 구현

Riggins(1981)는 비배수진단강도에 적용할 수 있는 재하속도 모델(rate effect model)을 다음과 같이 제안하였다:

$$\frac{E_{t1}}{E_{t0}} = \left(\frac{t_1}{t_0} \right)^{-n_t} \quad (6)$$

여기서 E_{t1} 및 E_{t0} 는 각각 흙을 임의 응력 수준까지 재하하였을 때 시간 t_1 및 t_0 에 해당하는 할선탄성계수를 의미하고 n_t 은 속도지수값이며 점성(viscous)효과를 갖는다.

반복 재하하였을 경우 지반변형계수는 큰 변화를 겪게 된다. Idriss et al.(1978)는 San Francisco만 점토에 대한 응력조절 및 변형율조절 방식의 cyclic 삼축시험 결과로부터 재하빈도수(N)가 증가함에 따라 변하는 지반변형계수(E)를 조사한 바 있으며 이 실험결과를 근거로하여 Briaud(1992)는 PMT 반복재하횟수(N)에 따른 지반변형계수(E)의 표현식을 다음식과 같이 정리하였다:

$$E_{SN} = E_{S1} N^{-n_s} \quad (7)$$

$$E_{CN} = E_{C1} N^{n_c} \quad (8)$$

여기서 E_{SN} , E_{S1} = 각각 N회 반복재하후의 할선탄성계수 및 첫회 반복재하시의 할선탄성계수값이며 E_{CN} , E_{C1} = N회 반복재하시의 반복탄성계수 및 첫회 재하시의 반복탄성계수 값이다(그림 6). 파라미터 n_s 및 n_c 는 할선탄성계수 및 반복탄성계수를 측정하여 그림과 같이 $\log E_{SN}/E_{S1}$ 대 $\log N$ 관계 그래프를 그린 후 선형회귀 분석을 통해 최적 직선식을 찾으면 기울기 값이 n_s 가 되며 마찬가지로 방법으로 $\log E_{CN}/E_{C1}$ 대 $\log N$ 관계 그래프를 그리고 기울기를 구하면 n_c 를 구할 수 있다.

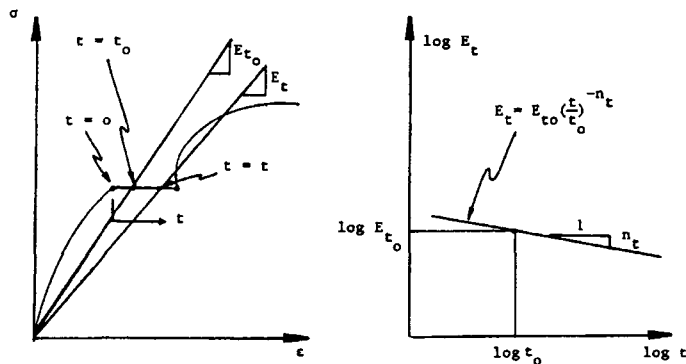


그림 5 재하기간을 고려할 경우의 탄성계수 산정방법

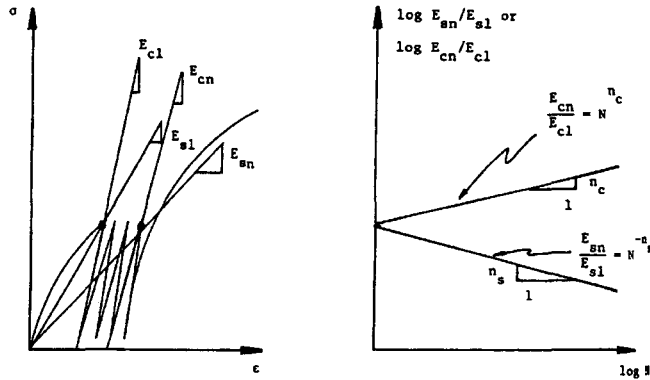


그림 6 반복재하횟수에 따른 변형계수의 변화

2.4 공내재하시험에서 구한 노상탄성계수의 현장 노상에의 적용

앞 절에서 응력수준의 영향, 변형률 크기의 영향, 반복재하횟수(N) 및 재하시간(t)의 영향을 고려하여 PMT에서 획득된 변형계수(E)를 각각의 영향에 대해 수정하는 방법을 모두 검토하였다. 이를 하나의 표현식으로 묶으면 아래와 같이 최종 정리할 수 있다:

$$E = \frac{1}{\frac{1}{K} \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-n_s} + b\epsilon} \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{-n_t} N^{-n_c} \tag{9}$$

위의 식을 사용하기 위해서는 PMT시험으로부터 K, n_s, b, n_t, n_c를 구하여야 하며 이를 위해 현장 시험에서 Briaud (1992)가 제안한 절차에 따라 PMT시험을 실시하였다.

3. 공내재하시험을 이용한 현장 노상탄성계수 측정

3.1 현장 공내재하시험을 통한 노상 탄성계수 파라미터 획득

응력수준, 변형률수준, 반복재하횟수 및 재하시간의 영향에 따른 노상의 탄성계수 변화를 평가하기위해 식 (7)을 정의하는 데 필요한 탄성계수 파라미터(K, n_s, b, n_t, n_c)를 공내재하시험으로부터 구하였다. 공내재하시험결과와의 비교평가를 위해 평판재하시험(PBT), 현장들밀도시험 및 실내 토성시험을 실시하였다. 각 현장의 노상은 다짐차량을 이용, 차량 반복 다짐횟수를 달리하여 몇 개의 구간으로 나누고 차등다짐을 유도한 후 구간별 소요 시험을 실시하였다. 사용된 공내재하시험기는 미국 Rocktest사에 의해 개발된 PENCEL형(프로브 직경 35mm, 길이 230mm)을 채택하였다. 표 1은 공내재하시험을 실시한 2개 현장에 대한 실내물성시험, 다짐시험, 현장 들밀도시험과 평판재하시험 및 공내재하시험 결과를 정리한 것이다.



표 1 대상 현장의 실내 토성시험 및 현장시험결과 요약

현 장	공주현장				동해현장					
	10회	20회	30회	40회	10회	20회	30회	40회	50회	60회
다짐횟수	10회	20회	30회	40회	10회	20회	30회	40회	50회	60회
흙의 분류(USCS)	SW				SW					
소성지수(PI)	N.P				N.P					
액성한계(%)	29.1				33.7					
$V_{d-max}(t/m^3)$	2.069				1.93					
최적함수비(w_{OMC})	9.0%				10.2%					
들밀도시험 결과(v_d)(t/m^3)	1.983	1.990	2.007	1.867	1.61	1.68	1.70	1.60	1.64	1.75
현장다짐함수비	12.0	11.2	9.8	7.2	10.2	9.8	9.7	11.2	9.4	11.1
다짐도(%)	95.8	96.2	97.0	90.2	83	87	88	83	85	91
PBT $k_{30@1.25mm}$ (kN/m^2)	376589	399635	268810	301565	321695	282462	235384	274615	290308	274615
스프링정수 $K=k_{30}B$ (kPa)	112977	119891	80643	90470	96508	84738	70615	82385	87092	82385
PBT $k_{30@6}$ 계재하(kg/cm^2)	61.06	62.28	37.82	48.78						
PMT E_0 (kPa)	3679	4167	4399	3716	1382.5	1053.8	1236.5	1136.4	1256.9	1236.3
PMT E_R (kPa)	18630	37222	32216	26029	12972	6772.5	8362.5	10485	11407	10849

현장 공내재하시험에서 획득된 데이터를 처리하기 위한 후처리프로그램을 Visual Basic으로 작성하였다. 본 프로그램(Paichai Post-Processing Program for Pressuremeter Test, PPOSTPMT)은 PMT 자료 획득을 위한 보정 절차를 포함하며 특히, 도로 노상에 실시하였을 경우 응력수준(θ), 변형율수준($\epsilon_{\theta\theta}$), 재하횟수(N) 및 재하기간(t) 등 다양한 영향요소를 고려하여 지반변형계수(E)를 예측하는데 필요한 파라미터의 계산이 가능하다. 표 2는 각 현장별 계산된 노상 탄성계수 파라미터이며 그림 7은 공내재하시험 직후 후처리 프로그램에 의한 원데이터의 처리와 노상 탄성계수 계산에 필요한 파라미터의 취득 절차중 일부를 도시한 것이다.

표 2 계산된 PMT 영향인자

	공주현장				동해현장					
	10회다짐	20회다짐	30회다짐	40회다짐	10회다짐	20회다짐	30회다짐	40회다짐	50회다짐	60회다짐
K	18871.2	34753.6	14070.2	30486	21669.3	20705.2	18724.5	21860	20429	128844.4
n_s	1.153	0.6973	1.2028	0.5704	0.5286	0.588	0.6546	0.702	0.566	0.37
b	6.1×10^{-5}	5.54×10^{-5}	6.6×10^{-5}	6.4×10^{-5}	1.30×10^{-4}	1.52×10^{-4}	1.25×10^{-4}	1.48×10^{-4}	1.66×10^{-4}	1.20×10^{-4}
n_r	-0.0163	-0.0149	-0.0122	-0.0122	0.0089	0.01125	0.0104	0.0048	0.0105	0.00685
n_c	0.0627	0.0938	0.0736	0.0736	0.1485	0.1343	0.1265	0.2169	0.14485	0.1172

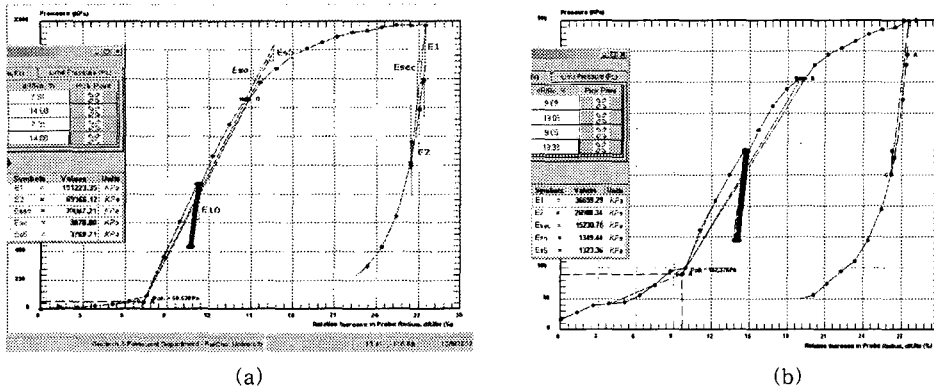


그림 7 공내재하시험과 후처리 프로그램(POSTPMT)에 의한 탄성계수 파라미터 결정의 예 :
(a) 공주현장(10회다짐구간), (b) 동해현장(10회다짐 구간)

3.2 공내재하시험 탄성계수와 지반반력계수와 의 상관성

평판재하시험(PBT)에 의해 구한 노상지지력계수(k)와 공내재하시험에 의한 주탄성계수(E_o) 또는 제하-재하 탄성계수(E_R)의 상관성을 표 1로부터 설정해 볼 수 있다. 평판재하시험을 주재하부분과 제하-재제하 부분으로 구분하여 각 재하부에서의 지반반력계수를 별도로 계산하였다(직경 75cm인 재하판은 동해현장에만 적용). 일반적으로 공내재하시험결과에서 획득된 탄성계수값과 스프링상수(K)값은 아래와 같은 관계를 갖는 것으로 알려져 있다:

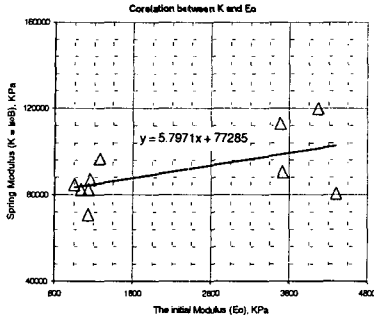
$$K = E_o + E_R \tag{10}$$

위의 식은 말뚝의 수평방향 하중(P)-변위(y)관계를 설정하기 위해 사용되며 비교적 말뚝과 지반사이의 상대변위가 없거나 매우 미소한 경우에 적용된다. 그림 8 (a) 및 (b)는 각각 평판재하시험에서 구한 수직지반반력계수(k)에 평판의 직경(B)을 곱해 스프링 상수(K)로 변환한 값을 공내재하시험결과(E_o 및 E_R)와 비교한 것이다. 비교적 K 와 E_o 는 상관도가 떨어지는데 비해 K 와 E_R 는 일정한 연관성을 확연히 보여주었다. 두 현장에 대한 현장시험으로부터 설정한 k 와 E_o 및 E_R 관계식은 아래와 같다(단위 $-kN/m^3$):

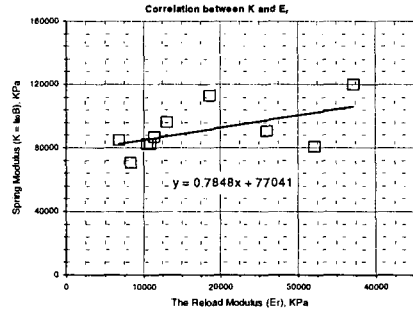
$$k_{30} = \frac{5.7971 E_o + 77285}{B} \tag{11}$$

$$k_{30} = \frac{0.7848 E_R + 77041}{B} \tag{12}$$

현장 다짐횟수가 증가함에 따라 지반변형계수(E_o 및 E_R)에 비례해서 증가하므로 현수준에서 일대일의 직접적인 비교는 어려우나 국내 도로현장에 대한 추가 실험을 통해 노상에 대한 재료특성과 CBR 및 평판재하시험결과를 데이터베이스화 하면 k_{30} 과 CBR 및 PMT에 의한 지반변형계수 사이에 보다 정확한 근사식을 설정할 수 있을 것으로 판단된다.



(a)



(b)

(a) E₀와의 상관도 (b) E_R과의 상관도

그림 8 다짐노상토의 스프링계수(K)와 PMT에 의한 탄성계수와의 상관도:

4. 결론

공내재하시험을 이용해 노상의 탄성계수변화를 예측할 수 있는 방법을 제안하였다. 본 연구의 성과를 정리하면 다음과 같다:

- (1) 계획된 아스팔트 표층하부 노상에 대한 PMT 시험으로부터 응력(σ)의존성, 변형률(ϵ)의존성, 재하시간(t) 및 재하빈도(N)를 고려하여 도로공용후 일정시점에서 노상의 탄성계수를 예측할 수 있는 모델을 제시하고 이를 직접 현장에 적용하여 유효성을 확인하였다.
- (2) 노상의 탄성계수변화 예측에 필요한 파라미터를 구할 수 있도록 공내재하시험용 후처리 프로그램을 완성하였으며 본 프로그램을 이용하여 현장에서 미래 노상의 탄성계수를 평가할 수 있도록 하였다.
- (3) 국내 2개 도로축조 현장의 노상에 대한 공내재하시험 및 평판재하시험의 비교 평가 결과, 수직지반반력계수(k)와 공내재하시험에 의한 주탄성계수 E_0 는 상관도가 떨어지는데 비해 k 와 재하-재재하탄성계수 E_R 는 확연한 연관성을 보여주었다. 추가적인 다양한 현장시험을 통해 공내재하시험을 활용한 노상의 탄성계수 평가방법이 확립될 수 있을 것이다.

참고문헌

1. Briaud, J.-L., Lytton, R. L. and Hung, J. T. (1983) "Obtaining Moduli from Cyclic Pressuremeter Tests", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 5, May 1983, pp. 657-665
2. Briaud, J.-L. (1992) *The Pressuremeter*, Balkema Press
3. 장덕순 (2003) "공내재하시험(PMT)을 이용한 도로포장체의 설계법 개발연구", 석사학위논문, 배재대학교 대학원