



# 공내재하시험에 의한 포장하부기초 강성도 평가

## Evaluation of Subgrade Stiffness using Pressuremeter Test

임 유 진\*    누엔 티엔 하이\*\*    장 덕 순\*\*\*  
 Lim, Yujin    Hai, Nguyen Tien    Jang, Duk-Sun

### Abstract

The pressuremeter test can be used as an effective tool for evaluating stiffness of lower pavement layers including subgrade and subbase. At present, the most practical and applicable methods for evaluation of the stiffness of the subgrade and subbase are PBT and CBR in Korea. However, these methods have inherent drawbacks and large variabilities of test results themselves. In this study, an evaluation method and a test procedure that can be used for decision of pavement stiffness using pressuremeter were developed. The obtained results representing stiffness of the subgrade and subbase can replace PBT's soil reaction value  $k$  and CBR in design methods. It is found that the developed procedure based on the pressuremeter can provide an effective correlation between the PBT's soil reaction value  $k$  and PMT's reloading modulus ( $E_R$ ).

*Keywords : pressuremeter test, subgrade, stiffness, plate bearing test, CBR*

### 요 지

노상 및 보조기층 등 포장하부기초의 강성도 평가를 위해 공내재하시험이 효과적으로 사용될 수 있다. 현재 국내에서 포장하부기초 강성도의 평가를 위해 사용되는 가장 실용적인 방법은 평판재하시험(PBT)과 CBR시험을 들 수 있다. 그러나 이 방법들은 시험법 자체가 안고있는 불합리성과 결과치의 변화가 크다는 단점으로 인해 결과의 신뢰도가 떨어진다. 본 연구에서는 공내재하시험기를 사용한 포장하부기초 강성도의 평가방법과 시험절차의 개발 가능성을 검토하였다. 개발된 시험법의 평가를 위해 현장 평판재하시험 결과와 비교하였으며 이로부터 공내재하시험 재재하 탄성계수( $E_R$ )와 평판재하시험(PBT) 수직지반반력계수  $k$ 와의 유효한 상관도를 설정할 수 있었다.

**핵심용어 :** 공내재하시험, 노상, 탄성계수, 포장하부기초

\* 정회원 · 배재대학교 공과대학 토목환경공학과 조교수, 공학박사  
 \*\* 배재대학교 대학원 토목환경공학과 석사과정  
 \*\*\* 대전광역시 감사관실(전 배재대학교 대학원 석사과정)

## 1. 서론

포장설계에 사용될 수 있는 대표적인 입력물성치는 회복탄성계수( $M_R$ ), 지반반력계수( $k$ ), CBR 및 R 값 등이다. 각 물성치는 상부 표층포장층의 재료특성 즉, 가요성 또는 강성포장법, 그리고 이에 따른 설계법에 따라 특정 물성치의 합리적인 값을 선택하여 사용한다. 설계법에 사용되는 입력물성치를 구하기 위한 다양한 시험법이 제안되어 사용되고 있으며 이를 시험법의 특성에 따라 실내 및 현장, 파괴 및 비파괴 시험으로 분류할 수 있다. 대표적인 실내 시험법으로는 회복탄성계수( $M_R$ ) 시험, 공진주/비틀전단(RC/TS) 시험, 정삼축압축시험 등을 들 수 있다. 대부분의 실내시험은 포장가상재료에 대한 재성형이 필요하여 실제 현장에서 포장체가 겪는 응력조건, 함수조건 및 스케일 조건 등이 다를 수 있다.

한편 도로포장체 각층의 구조적 능력을 평가하기 위한 대표적인 방법으로는 평판재하시험(PBT), CBR 시험, 벤크만법, FWD, Dynaflect 등을 들 수 있다. 그러나 국내에서는 이들 시험결과 사이의 정확한 상관성이나 시험 결과의 정확도에 대한 검증이 이루어지지 않은 채로 설계법에 따라 임의로 선택되는 실정이다.

현재 사용되고 있는 입력물성치중 AASHTO 설계법(1986) 등에 제안된 회복탄성계수( $M_R$ )의 사용은 시험값의 정확도와 유효성에도 불구하고 고가인 시험장치의 사용상 번거로움과 도로 실무자의 이해부족으로 설계 단계에서 시험값이 아닌 가상의 값을 추정하여 사용하거나 CBR 등 대체시험에 의해 간접적으로 구한 값을 사용하는 실정이며 이마저도 실무에서 회피되는 실정이다. 또한 기존 포장층의 탄성계수 평가를 위해 사용되는 FWD 및 평판재하시험(PBT)은 현장 포장구성재료의 공학적 응력-변형관계를 구할 수 없거나 시험상의 오차가 너무 큰 단점을 안고 있다. 이에 따라 본 연구에서는 이와 같이 시험방법이 복잡하고 고가인 시험기의 사용을 지양하고 시험법이 단순하면서도 타시험법에 비해 저가인 시험기

를 사용하여 현장에서 직접 응력-변형률 관계를 획득할 수 있는 방법을 모색하였다. 아울러 제안된 시험방법에 의해 포장하부기초의 구성모델 구축기술을 제안하고 이에 따라 획득된 하부기초 물성치의 타물성치와의 비교평가를 통해 그 유효성을 확인하였다.

## 2. 공내재하시험(PMT)을 이용한 하부기초 물성치의 예측법

### 2.1 공내재하시험의 개요

PMT는 원주형의 탐침(probe)을 시험대상 지반내 천공된 긴 구멍 안의 소정깊이에 거치하고 이를 공기압 또는 수압에 의해 횡방향으로 가압시키는 장치(그림 1)로 구성된다. 시험시 가한 횡방향 압력( $p$ )과 탐침의 천공경내 부피팽창( $\Delta V$ )을 측정하여 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( $\Delta R$ )비로 표시한 것으로서 반경방향의 변형률( $\epsilon_{\theta\theta}$ )이 되며 탐침에 주입된 유체의 양을 측정하고 이를 변환함으로써 쉽게 구할 수 있다. 따라서 횡방향 가압력( $p$ )과 반경방향 변형률( $\epsilon_{\theta\theta}$ )에 의한 현장의 횡방향 응력-변형률 관계를 직접 설정할 수 있다.

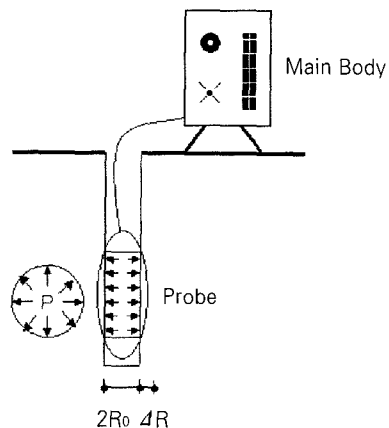
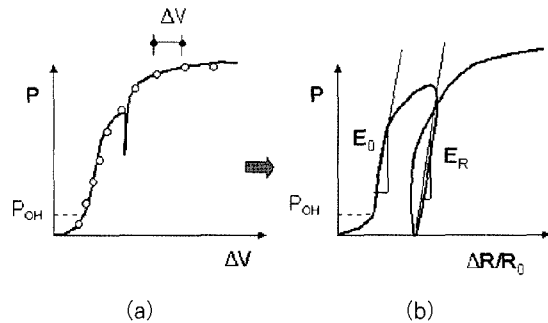


그림 1. 공내재하시험기의 작동원리 개략도

그림 2(a)는 가압력(p)에 대한 탐침의 부피변화( $\Delta V$ )를 도시한 것이고 이를 탐침의 부피와 천공경의 상관성을 이용해 변환하면 그림 2(b)의 가압력-변형률관계를 구할 수 있다. 그림 2(b) 그래프 상 임의의 두 점을 연결하여 접선기울기를 구하면 임의 변형률에서의 탄성계수( $E_o$ ,  $E_R$ )를 구할 수 있다. 여기서  $E_o$ =초기 탄성계수 또는 주탄성계수(primary elastic modulus),  $E_R$ =제하-재제하 탄성계수로 정의된다. 그림 2상에서 시험대상 포장층의 탄성계수는 Hooke의 탄성법칙을 이용하여 아래 식(1)과 같이 정의할 수 있다.



가압력(p)-부피변화( $\Delta V$ )관계    가압력(p)-변형률( $\Delta R/R_0$ )관계  
 그림 2. 공내재하시험의 전형적인 시험결과와 탄성계수의 정의

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

여기서  $\Delta p$ =가압증분,  $\Delta V$ =체적증분,  $V$ =탐침의 원체적,  $\nu$ =포아송 비이다. 따라서 그림 2(b)의 공내재하 주탄성계수( $E_o$ )는 탐침의 반경변화를 고려할 때 아래 식 (2)로 정의된다.

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

여기서  $\nu$ =포아송비,  $p$ =가압력,  $R_o$ =탐침 초기반경,  $\Delta R$ =탐침반경증분, 아랫첨자 1, 2= 시험데이

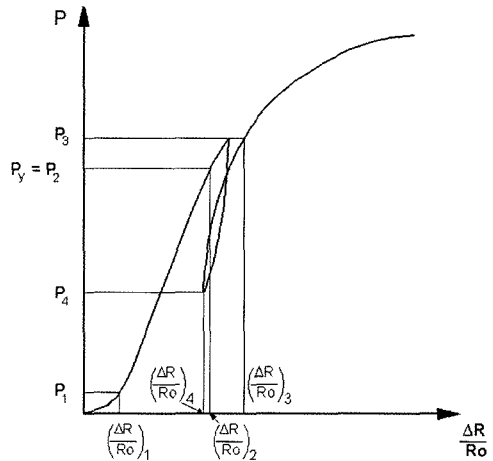


그림 3. 공내재하시험에 의한 E의 정의

터 그래프상 선형부분 두 측정점의 위치로서 그림 3과 같이 정의된다. 그림 2와 그림 3을 참조하면 제하-재제하 탄성계수( $E_R$ )도 식(2)와 유사하게 표현할 수 있다.

공내재하 시험을 이용한 도로포장 관련 기존연구 중 Menard(1968)는 공내재하시험에서 구한 한계압력(PL)과 CBR과의 연관식을 아래와 같이 발표한 바 있다. 이 식은 성토다짐관리를 위해 사용될 수 있으며 일반적으로 약 10% 정도의 오차를 갖는 것으로 알려져 있다.

$$CBR = 1.7 \times 10^{-2} P_L \quad (3)$$

위의 식에서 단위는 kPa이며 한계압력  $P_L$ 은 이론상 무한팽창시 탐침의 가압력이다. 실 시험시 이와 같은 횡방향 무한팽창은 일어날 수 없으므로 초기공경( $2R_o$ )이 두 배로 확장되었을 때의 압력으로 가정한다. 즉,  $\Delta V/V_o = 1.0$ 이 되었을 때의 압력이며 한계 공경 증가비  $(\Delta R/R_o)_L = 0.41 + 1.41(\Delta R/R_o)$ 에 해당한다. 시험중  $(\Delta R/R_o)_L$ 에 도달하지 못할 경우가 많으므로 시험 원데이터를 hyperbolic 모델 또는 power 식을 이용, 외삽(extrapolate)하여 한계압력을 구한다.



## 2.2 PMT에 의한 변형률 의존성 모델 구현

PMT는 기능상 변형률 의존성과 응력수준의 영향 등 하부 포장구성재료가 갖는 여러 가지 변형특성을 함께 고려할 수 있다. 보조기층 등 사질성 입상재료는 재료의 변형계수가 변형률 의존성을 띠며 응력-변형률 관계는 비선형성을 보인다(그림 4 참조). 이와 같은 변형계수(E)의 변형률 의존성은 Kondner(1963)가 발표한 바 있는 hyperbolic 모델을 이용하여 표현할 수 있다(식 4). 식 4에서 계수 a 및 b는 여러 값의 변형률( $\epsilon$ )에 대해 할선(secant)탄성계수 E를 구하면 계산할 수 있으며 이때  $1/E$ 와 변형률  $\epsilon$  관계를 그래프로 그려 최적 직선식의 절편 a와 기울기 b를 구한다.

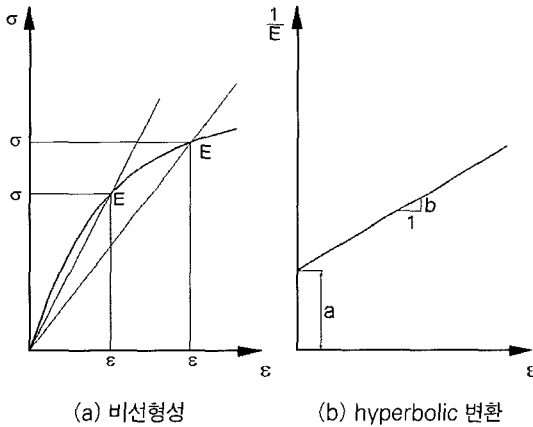


그림 4. 입상재료의 변형률 의존형 비선형성 및 hyperbolic 변환

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (4)$$

여기서 방사방향 변형률( $\epsilon_{\theta\theta}$ )은 PMT 탐침 최외측 공경주면과 접촉된 지반의 변형률이므로 탐침으로 부터의 거리가 멀어짐에 따라 감소한다. 따라서 편의상 평균 방사방향 변형률( $\epsilon_{\theta\theta-avg}$ )을 구하여 사용하며 본 연구에서는 Briaud(1992)에 의해 제안된 아래 식을 이용하였다:

$$\epsilon_{\theta\theta-avg} = 0.32\epsilon_{\theta\theta} \quad (4)$$

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

## 2.3 PMT에 의한 응력 의존성 모델 구현

노상토과 같은 입상재료의 탄성계수는 응력의 크기에 따라 변하는 것으로 알려져 있다(그림 5 참조). 대표적인 응력 의존형 모델 표현식은 Janbu(1963)를 들 수 있다. 이 식을 평균주응력( $\theta$ )에 대한 표현식으로 정리하면 아래와 같다:

$$E = K \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{n\theta} \quad (6)$$

위의 식은 초기 접선탄성계수에 주로 적용되며  $P_a$ =대기압, K와  $n\theta$ =재료의 물성치와 상관되는 상수값이다.

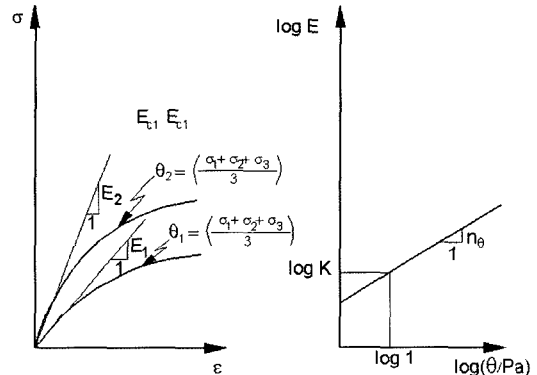


그림 5. 응력 의존성을 갖는 지반변형계수의 표현 방법

## 2.4 재하속도 및 재하횟수의 영향 구현

Riggins(1981)는 비배수전단강도에 적용할 수 있

는 재하속도 모델(rate effect model)을 다음 식과 같이 제안하였다:

$$\frac{E_{t_1}}{E_{t_0}} = \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{-n_t} \quad (7)$$

위의 식(7)을 아래의 그림 6과 같이 설명할 수 있다.

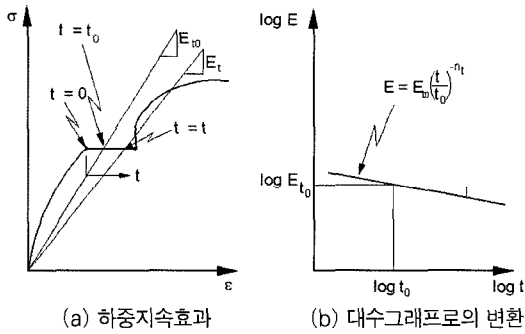


그림 6. 입상재료의 시간효과와 탄성계수의 관계

여기서  $E_{t_1}$  및  $E_{t_0}$ 는 각각 흙과 같은 입상재료를 임의 응력 수준까지 재하하였을 때 시간  $t_1$  및  $t_0$ 에 해당하는 할선탄성계수를 의미하며  $n_t$ 는 속도지수값으로서 점성(viscous)효과를 갖는다.

반복 재하하였을 경우 입상재료의 변형계수는 큰 변화를 겪게 된다. Idriss 등(1978)은 San Francisco만 점토에 대한 응력조절 및 변형률조절 방식의 cyclic 삼축시험 결과로부터 재하빈도수(N)가 증가함에 따라 변하는 지반변형계수(E)를 조사한 바 있으며 이 실험결과를 근거로 하여 Briaud(1992)는 PMT 반복재하횟수(N)에 따른 지반변형계수(E)의 표현식을 다음식과 같이 정리하였다.

$$E_{SN} = E_{S1} N^{-n_s} \quad (8)$$

$$E_{CN} = E_{C1} N^{n_c} \quad (9)$$

여기서  $E_{SN}$ ,  $E_{S1}$ =각각 N회 반복재하후의 할선탄성계수 및 첫 회 반복재하시의 할선탄성계수값이며  $E_{CN}$ ,  $E_{C1}$ =N회 반복재하시의 반복탄성계수 및 첫

회 재하시의 반복탄성계수 값이다 (그림 7). 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 선형회귀분석을 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.

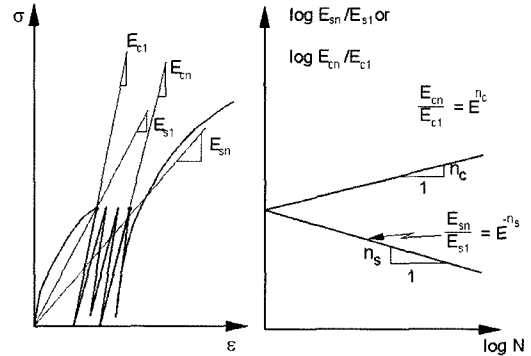


그림 7. 반복재하횟수(N)에 따른 변형계수의 변화

### 3. 공내재하시험에서 구한 노상탄성계수의 현장 노상에의 적용

#### 3.1 공내재하시험을 이용한 현장 노상탄성계수 측정

앞 절에서 응력수준의 영향, 변형률 크기의 영향, 반복재하횟수(N) 및 재하기간(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 있으며 입상재료의 임의 응력수준, 변형률 수준, 시간효과 및 반복재하횟수에 따른 변형계수의 변화를 예측할 수 있다:

$$E = \frac{1}{\frac{1}{K} \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-n_\theta} + b\epsilon} \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{-n_t} N^{n_c} \quad (10)$$

위의 식을 사용하기 위해서는 현장 PMT시험으로부터  $K$ ,  $n_\theta$ ,  $b$ ,  $n_t$ ,  $n_c$  등의 파라미터를 구하여야 하



며 Briaud(1992) 등에 의해 제안된 시험방법을 사용할 수 있다. 위의 식에서 응력의존성을 설명하는데 필요한 파라미터  $n_b$ 는 탐침(probe) 주변 흙의 소성영역 발생부분에서의 평균주응력을 고려하여 Briaud(1992)에 의해 제안된 아래 식을 이용해 계산하였다.

$$\theta = \frac{1}{3} (0.8 \sigma_{rr} + \sigma_{ov}) \quad (11)$$

여기서  $\sigma_{rr}$ =천공벽에 작용하는 방사방향 응력,  $\sigma_{ov}$ =탐침의 중간높이 위치에서의 수직응력이다.

### 3.2 포장하부기초의 탄성계수 파라미터 획득

응력수준, 변형률수준, 반복재하횟수 및 재하시간의 영향에 따른 노상의 탄성계수 변화를 평가하기 위해 식 (10)을 정의하는 데 필요한 탄성계수 파라미터( $K, n_b, b, m, n_c$ )를 공내재하시험으로부터 구하였다. 시험대상은 신설고속도로 현장구간 2개소를 선정하여 성토다짐구간의 노상마무리면에서 시험을 실시하였다. 차륜하중의 반복성과 재하기간 및 공용성을 고려하여 개발된 소요시험의 시행절차는 아래와 같다.

- 1) 로드제 의한 직타 천공 및 탐침 거치
- 2) 시스템의 포화(saturation) 확인 시험
- 3) 등체적방식 가압: 매 증분당 15초 하중유지, 체적변화( $\Delta V/V_0$ ) 대비 가압력(p) 측정
- 4) 탄성 종료부에서 가압 및 가압 반복재하시험 10회 수행
- 5) 반복재하시험 종료후 3단계 체적 증분( $\Delta V=0.5 \text{ cm}^3$ )시킨 후 총 5분간의 크리프(creep) 시험 실시
- 6) 최대압까지 가압 후 최대압의 1/2까지 단계적 재가압한 후 및 소량 증체적하여 체적변화 및 압력 측정 후 단계적 가압하여 시험완료

공내재하시험결과와의 비교평가를 위해 각 현장

공히 평판재하시험(PBT), 현장들밀도시험 및 실내 토성시험을 실시하였다. 시험대상 현장의 노상은 다짐차량을 이용, 차량 반복 다짐횟수를 달리하여 몇 개의 구간으로 나누고 차등다짐을 유도한 후 구간별 소요 시험을 실시하였다. 따라서 동일한 토성을 가진 노상재료에 다짐에너지 차이만을 가하여 다짐도차이와 이에 따른 탄성계수의 차이가 유발되도록 하였다. 공내재하시험기는 미국 Rocktest사에 의해 개발된 PENCEL®형(탐침 직경 35mm, 길이 230mm)을 사용하였다. 그림 8은 현장공내재하시험의 모식도로서 탐침의 총 관입깊이는 노상 마무리면으로부터 57cm이다.

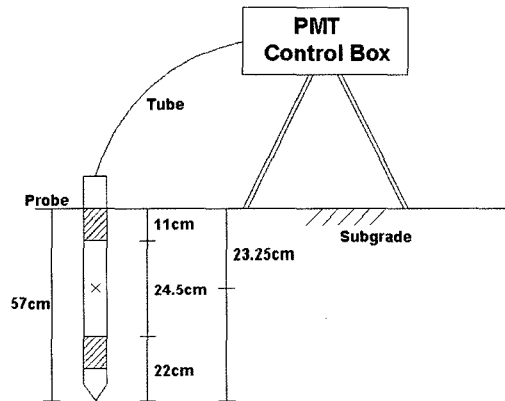


그림 8. 현장 공내재하시험 모식도

천공은 특수제작된 로드제 이용한 직타천공과 드릴 천공기를 사용한 굴삭형 천공이 가능하다. 본 현장시험에서는 콘(cone)이 부착된 로드제 무게 10kgf의 램머를 이용하여 30cm 높이에서 직타 관입하여 타격횟수를 동시에 측정함으로써 시험자가 시험시 대상 지반의 강성을 추정하고 시험의 오류가능성을 판단할 수 있도록 하였다. 로드제 의한 직타 천공시 초기탄성계수  $E_0$ 에 대한 영향은 다소 있으나 재하-재제하 탄성계수  $E_R$ 에 대한 영향은 매우 미미한 것으로 밝혀진 바 있다. 또한 드릴에 의한 천공방식보다 천공경 주위 매질에 대한 영향이 훨씬 적은 것으로 보고된 바 있다. 천공로드의 직경( $D_1$ )은 무가

압상태의 탐침 직경( $D_2$ )과 초기 천공직경( $D_3$ )와의 사이에 아래의 조건을 만족하도록 제작되었다:

$$D_2 \leq D_1 \leq D_3 \quad (12)$$

$$1.03 D_2 \leq D_3 \leq 1.20 D_3 \quad (13)$$

어댑터를 포함한 탐침의 총 길이는 72cm 이고 이중 중간 셀의 길이는 24.5cm이다 (그림 8 참조). 따라서 셀 중앙까지의 토피고는 약 28cm이다.

표 1은 공내재하시험을 실시한 2개 현장에 대한 실내물성시험, 다짐시험, 현장 들밀도시험과 평판재하시험 및 공내재하시험 결과를 정리한 것이다. 이중 평판재하시험(PBT)은 기존 노상 또는 뒷채움부의 다짐관리 목적으로 사용되는 시험절차를 따랐다(KS F 2310). 따라서 직경 30cm의 원형재하판이 1.25mm(콘크리트포장) 또는 2.5mm침하(아스팔트포장)되었을 때의 하중강도로부터 수직 지반지력계수  $k$ 를 구한다. 반면 콘크리트 포장 설계에 적용되는 합성  $k$ 값은 직경 75cm의 원형 재하판을 이용

하여 구한  $k_{75}$ 로부터 산출된다. 그러나 통상 75cm 직경의 완전 강성 재하판을 제작하기 힘들고 이를 이용한 현장 시험 또한 어려우므로 환산계수를 사용하여  $k_{30}$ 로부터  $k_{75}$ 를 구한다. PMT 파라미터를 구하기 위한 본 현장 시험에서는 공내재하시험과 평판재하시험시의 직접적인 단순 연관성을 비교 평가하기 위한 것이므로 재하판 크기에 의한 영향은 별도로 고려하지 않았다. 따라서 소형 재하판에 의한 지지력계수( $k_{30}$ )만을 구하였고 하중강도 10psi(69 kPa)에 해당하는 지지력계수의 산정은 배제하였다. 이는 시험 대상 포장구간이 성토부 아스팔트 포장임을 고려한 것이다.

현장 공내재하시험에서 획득된 데이터를 처리하기 위한 후처리프로그램을 Visual Basic으로 작성하였다. 본 프로그램은 PMT 자료 획득을 위한 보정 절차를 포함하며 특히, 도로 노상에 실시하였을 경우 응력수준( $\theta$ ), 변형률수준( $\epsilon_{\theta\theta}$ ), 재하횟수( $N$ ) 및 재하기간( $t$ ) 등 다양한 영향요소를 고려하여 지반변형계수( $E$ )를 예측하는데 필요한 파라미터의 계산이 가능하다. 또한 후처리 프로그램은 한계압력( $P_L$ )을 구하

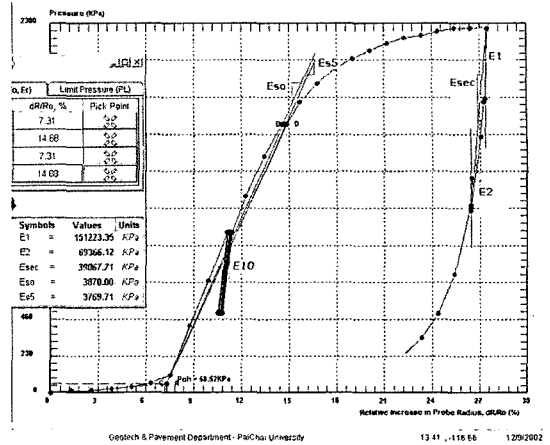
표 1. 대상 현장의 실내 토성시험 및 현장시험결과 요약

현 장	A현장				현장					
	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					
$\gamma_{d-max}$ ( $t/m^3$ )	2.069				1.93					
최적함수비( $\omega_{opt}$ )	9.0%				10.2%					
들밀도시험 결과( $\gamma_d$ ) ( $t/m^3$ )	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
$PBT_{k_{30@재하하}}$ ( $kg/cm^2$ )	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 $E_n$ (kPa)	18630	37222	32216	26029	12972	6772.5	8362.5	10485	11407	10849

기 위해 hyperbolic 모델 및 power 식 등을 이용한 외삽(extrapolate) 기능을 추가하였다.

표 2는 10회 다짐실시 후 각 현장에서 실시한 PMT시험결과로부터 영향인자를 계산하는 데 사용한 입력값을 정리한 것이다. 표 3은 각 현장별 계산된 노상 탄성계수 파라미터이며 그림 9는 공내재하 시험 직후 후처리 프로그램에 의한 원데이터의 처리와 노상 탄성계수 계산에 필요한 파라미터의 취득 절차 중 일부를 도시한 것이다.

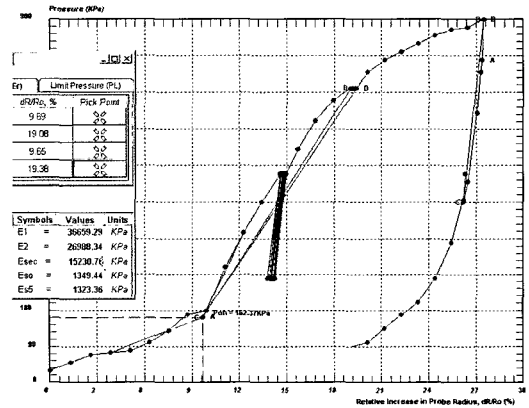
그림 10은 표 3의 영향인자가 결정되는 과정과 일례를 상세히 도시한 것이다. 대상은 A현장의 10회 다짐구간을 선정하였다. 표 3에서 파라미터 K의 값



(a) A현장

표 2. PMT 영향인자 계산을 위한 입력값(10회다짐)

	입 력 값	
	A 현 장	B 현 장
$\theta_{rr1}$ (kPa)	607.0	262.57
$\theta_{rr2}$ (kPa)	309.2	135.1
$E_1$ (kPa)	151,223.35	36659.3
$E_2$ (kPa)	69,366.12	26988.3
$E_{SEC}$ (kPa)	39067.2	15230.8
$E_{SO}$ (kPa)	3870	1349.4
$E_{S5}$ (kPa)	3769.71	1323.4
$\epsilon_{\theta\theta 1-mean}$	0.0352	0.0352
$\epsilon_{\theta\theta 2-mean}$	0.3456	0.3584



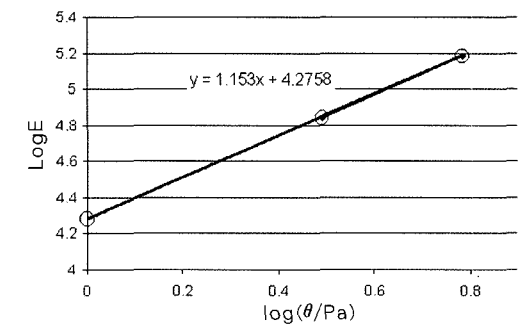
(b) B현장

그림 9. PMT 시험결과 분석(10회다짐)-E1, E2, Esec의 계산 방법 및 Eso, Ess의 계산방법

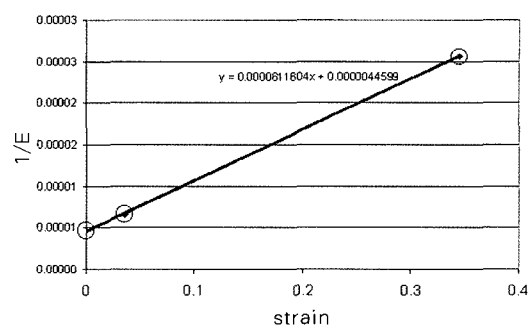
표 3. 계산된 PMT 영향인자

	A 현 장				B 현 장					
	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
$n_{\theta}$	1.153	0.6973	1.2028	0.5704	0.5286	0.588	0.6546	0.702	0.566	0.37
b	$6.1 \times 10^{-5}$	$5.54 \times 10^{-5}$	$6.6 \times 10^{-5}$	$6.4 \times 10^{-5}$	$1.30 \times 10^{-4}$	$1.52 \times 10^{-4}$	$1.25 \times 10^{-4}$	$1.48 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-4}$	$1.20 \times 10^{-4}$
$n_t$	-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

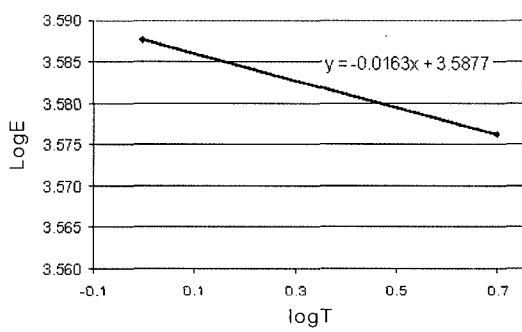




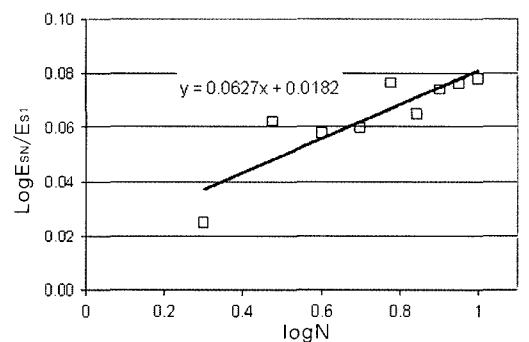
(a) K 및  $n_s$ 의 산출



(b) a 및 b의 산출



(c)  $n_r$ 의 산출



(d)  $n_c$ 의 산출

그림 10. PMT 변형계수 영향인자의 산출방법의 예 (A현장-10회 다짐 경우)

은 최대탄성계수와 연관되는 값으로서 다짐횟수의 증가에 따라 지반 강성이 증가하면 비례해서 증가하는 것이 통례이나 이는 지반조건이 이상화되어 있는 경우에 한하며, 불균질한 현장조건을 고려한다면 전체적으로 증가하는 경향은 보여주었다고 판단된다. 또한 구속응력 파라미터  $n\theta$ 는 원칙적으로 이상화된 지반조건에서 다짐정도와 상관없이 탐침의 깊이가 일정하다면 비슷한 값이 나와야 한다. 파라미터의 값에 차이가 나는 이유는 다짐도가 증가함에 따라 수평 토압계수가 증가하고 이로 인해 수평압력 또한 차이가 난 때문으로 판단된다.

(k)와 공내재하시험에 의한 주탄성계수( $E_o$ ) 또는 제하-재재하 탄성계수( $E_r$ )의 상관성을 표 1과 표 3으로부터 설정할 수 있다. 평판재하시험을 주재하(primary loading)부분과 제하-재재하(unloading-reloading) 부분으로 구분하여 각 재하부에서의 지반반력계수를 별도로 계산하였다(직경 75cm인 재하판과 재재하는 B현장에만 적용). 일반적으로 공내재하시험결과에서 획득된 탄성계수값과 스프링상수(K)값은 아래와 같은 관계를 갖는 것으로 알려져 있다.

$$K = E_o + E_r \quad (14)$$

### 3.3 PMT 탄성계수와 지반반력계수와의 상관성 및 평가 예제

평판재하시험(PBT)에 의해 구한 노상지저력계수

위의 식은 말뚝의 수평방향 하중(P)-변위(y)관계를 설정하기 위해 사용되며 비교적 말뚝과 지반사이의 상대변위가 없거나 매우 미소한 경우(미소변형률 조건)에 적용된다. 따라서 위의 식을 포장하부층에



대한 하중강도-변위 관계에 직접 고려하기는 어려우며 PMT시험대상을 성토, 절토부 및 절성경계부 등에 대한 다양한 시험을 바탕으로 유사한 관계식을 설정할 수 있을 것이다.

그림 11(a) 및 (b)는 각각 평판재하시험에서 구한 수직지반반력계수( $k$ )에 평판의 직경( $B$ )을 곱해 스프링 상수로( $K$ )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 상관성을 확연히 보여주었다. 두 현장에 대한 현장시험으로부터 설정한  $k$ 와  $E_o$  및  $E_R$  관계식은 아래와 같다(단위- $kN/m^3$ ).

$$k_{30} = \frac{5.7971E_o + 77285}{B} \quad (15)$$

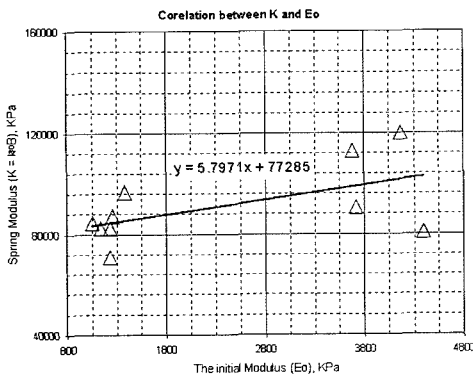
$$k_{30} = \frac{0.7848E_R + 77041}{B} \quad (16)$$

현장 다짐횟수가 증가함에 따라 지반변형계수( $E_o$  및  $E_R$ ) 또한 이에 비례해서 증가하므로 현수준에서 일대일의 명확한 관계식 설정은 어렵다. 그러나 국내 도로현장 특히 절토, 성토 등을 구분하여 추가 시험을 대규모로 실시하고 노상에 대한 재료특성과 CBR 및 평판재하시험결과를 데이터베이스화 하면  $k_{30}$ 과 CBR 및 PMT에 의한 지반변형계수 사이에 보다 정

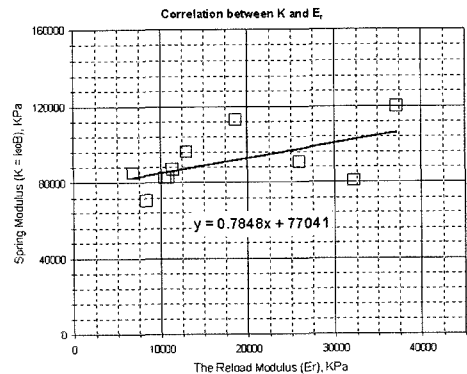
확한 근사식을 설정할 수 있을 것으로 판단된다.

A 현장에 상부포장이 이루어지고 난 후 3년이 경과했을 때 포장하부기초의 탄성계수 변화를 예측해 보았다. 표 2의 A현장에서 구한 PMT 파라미터와 표 3의 영향인자를 사용하고 단축등가축중(ESAL)으로 환산한 차륜하중이  $N=2.19 \times 10^7$ 회 반복하였을 경우를 가정하여 계산한 결과, 포장하부기초의 초기탄성계수는  $E=72865.57$  kPa 이었으나 3년 후  $E=166626.6$  kPa로 증가 즉, 초기 값의 약 2.3배로 증가되어 다짐횟수가 반복됨에 따라 포장 하부기초가 경화됨을 확인할 수 있었다. 이때 계산을 간소화시키기 위해 탐침 위치에서의 응력 조건 및 변형률 조건은 고려 기간동안 변화가 없는 것으로 가정하였다.

통상 노상 및 보조기층 등 포장하부층은 도로 공용 후 주행차량의 무게에 의해 반복다짐이 이루어지고 이로 인해 다짐도와 강성도가 커지는 것으로 가정한다. 따라서 본 시험법과 해석절차를 통해 이와 같은 가정이 합리적인 것임이 확인되었으며 그 증가정도를 파악할 수 있었다. 따라서 탐침 위치에서의 응력 조건과 변형률 조건의 반복 차륜하중에 의한 변화를 파악할 수 있다면 보다 정확한 강성도의 변화를 산정할 수 있고 이를 근거로 포장하부기초의 내구연한에 대한 예측이 가능할 것이다.



(a)  $E_o$ 와의 상관도



(b)  $E_R$ 과의 상관도

그림 11. 다짐노상토의 스프링계수( $K$ )와 PMT에 의한 탄성계수와의 상관도

## 4. 결 론

공내재하시험(PMT)을 이용해 노상의 탄성계수변화를 예측할 수 있는 방법의 개발 가능성을 검토하였으며 기존 노상의 다짐관리를 위해 사용되는 평판재하시험 결과와 비교하였다. PMT를 이용한 본 방법은 기존 포장층의 하부구성층인 보조기층, 선택층 및 노상 등 포장하부기초에 적용하여 포장하부구성층의 응력( $\sigma$ )의존성, 변형률( $\epsilon$ )의존성, 시간의존성 및 재하빈도( $N$ )를 고려함으로써 도로공용후 일정시점에서 포장하부기초의 강성도 또는 탄성계수를 예측할 수 있다. 따라서 포장하부기초의 노후 상태를 평가하고 장래 수명을 예측하거나 포장 덧씌우기에 필요한 입력물성치의 평가에 효과적으로 사용될 수 있다. 본 연구의 성과를 정리하면 다음과 같다:

- (1) 계획된 아스팔트 표층하부 노상에 대한 PMT 시험으로부터 응력( $\sigma$ )의존성, 변형률( $\epsilon$ )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 구하여 도로 포장하부기초의 물성치를 평가하기 위한 공내재하시험용 후처리 프로그램을 제작하였다. 본 프로그램을 이용하여 현장에서 공용후 일정시점, 일정교통량 통과후 노상을 포함한 포장하부기초의 탄성계수를 평가할 수 있는 체계를 마련하였다. 개발된 본 모델을 포장하부기초의 강성도 평가에 일례로 적용해 본 결과, 공용후 포장하부기초의 강성도는 초기 값에 비해 크게 약 2.2배 증가되는 것으로 계산되어 교통 통과횟수와 재하기간에 따른 포장기초의 탄성계수 경화 정도를 파악할 수 있음을 확인하였다. 보다 정확한 검증을 위해 응력조건 및 변형률 조건 변화에 따른 엄밀한 해석과 장기간에 걸쳐 향후 관찰이 필요할 것으로 판단된다.
- (3) 개발된 PMT와 hyperbolic 모델을 이용한 포장

하부기초 평가법의 적용성을 확인하기 위해 국내 2개 아스팔트포장 예정 현장의 노상 마무리면에 대한 공내재하시험 및 평판재하시험의 비교 평가를 실시하였다. 각 마무리면은 다짐차를 강제로 유발하여 동일한 현장에서 시험 결과, 수직지반 반력계수( $k$ )와 공내재하시험에 의한 주탄성계수  $E_0$ 는 상관도가 떨어지는데 비해  $k$ 와 제하-재하 탄성계수  $E_R$ 는 확연한 연관성을 보여주었다. 추가적인 다양한 현장시험을 통해 공내재하시험을 활용한 노상의 탄성계수 평가방법이 확립될 수 있을 것이다.

## 참고문헌

1. 권기철 (2003) “전체변형률 범위에서 변형특성 평가를 위한 공내재하시험 장치개발”, 한국지반공학회논문집, 제19권, 제6호, 335-342
2. 남영국 (1997) “최신도로공학총론”
3. 류명찬 (2003) “포장동적관입시험기(PDCP)에 의한 보조기층 및 노상 지지력 측정”, 한국도로포장공학회논문집, 제5권, 제1호, 35-45
4. 박희분, 김영수, 박성완 (2003) “다단계 하중 FWD를 사용한 도로기초 상태평가 연구”, 한국지반공학회논문집, 제19권, 제6호, 261-271
5. 장덕순 (2003) “공내재하시험(PMT)을 이용한 도로포장체의 설계법 개발연구”, 석사학위논문, 배재대학교 대학원.
6. AASHTO (1986) *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*, AASHTO
7. 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
8. Briaud, J.-L. (1992) *The Pressuremeter*, Balkema Press
9. Idriss, I.M., Dobry, R. and Singh, R.D.



- (1978) "Nonlinear behavior for soft clays during cyclic loading", *Journal of the Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 104, GT12
10. Janbu, N. (1963) "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", *European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Wiesbaden, Germany, Vol.1
11. Kondner, R.L. (1963) "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol.98, SM1
12. Menard, L. (1968). "Comparison entre le CBR et les Resultats du Minipressionmetre", "Rapport Interne", Technique Louis Menard
13. Puppala, A., Mohammad, L. and Allen, A. (1999). "Permanent deformation characterization of subgrade soils from RLT test", *J. Materials in Civil Engineering*, Vol.11, No.4, ASCE, 274-282
14. Riggins, M. (1981) "The viscoelastic characteristics of marine sediments in large scale simple shear", PhD Dissertation, Civil Engineering, Texas A&M University

〈접수 : 2004. 2. 23〉