

# 수치해석에 있어 단단한 점성토 노반에 대한 회복탄성계수의 적용

## Implementation of the Resilient Modulus for the Stiff Cohesive Subgrade Soils on a Numerical Analysis

사공명<sup>†</sup> · 김대현<sup>\*</sup>

Myung Sagong · Dae-hyeon Kim

**Abstract** Design and analysis of road subgrade system, which is exposed to repetitive loading condition, uses resilient modulus. The behavior of railway subgrade system will not be quite different from that of road system. Following this phenomenological feature of the subgrade system, this paper introduces the implementation of the resilient modulus based constitutive model on a commercial finite element software. The implementation of the resilient modulus models such as K- $\theta$  and Uzan on a FE program has been conducted previously. These model assumes that the material state reaches to the nonlinear elastic condition and with further application of repetitive loads, the response of material is completed in elastic condition. According to the recent test results performed on cohesive subgrade soils, however, permanent deformation occurs with repetitive loads. With aids of previously suggested models the permanent deformation cannot be modeled. To overcome such limitation a plastic potential derived from the test results and simple failure criterion based constitutive model is developed. The comparison between the analysis and test results shows a good correlation.

**Keywords** : Resilient modulus, Numerical analysis, Constitutive model, Permanent deformation, Subgrade soils

**요 지** 반복하중을 받는 도로 노반체의 경우 회복탄성계수를 이용한 해석 및 설계 방법이 이루어지고 있는데 유사한 형태의 하중조건인 철도 노반체의 경우에도 그 거동은 크게 다르지 않을 것으로 판단된다. 이러한 현상적인 특성을 감안하여 본 논문에서는 회복탄성계수를 기반으로 하는 구성방정식을 상용 유한요소 해석 프로그램에 적용하였다. 일반적으로 K- $\theta$  혹은 Uzan 모델을 기반으로 수치해석 프로그램과의 접목이 이루어져 왔다. 이러한 모델의 기본 가정은 반복하중으로 인하여 재료의 상태는 비선형탄성 상태까지 도달한 조건으로 보고 있으므로 추가적인 반복하중으로 인한 재료의 거동은 탄성구간 내에서만 발생하는 것으로 가정하고 있다. 그러나 점성토에 대한 회복탄성시험 결과를 보면 하중의 재하 횟수 증가에 따라 영구변형이 발생하는 상황이므로 기존의 모델을 사용한다면 발생하는 영구변형을 충분히 모델링 할 수 없게 된다. 따라서 본 논문에서는 실험결과로부터 도출된 소성특성과 간단한 파괴기준을 적용하여 영구변형이 발생하는 조건에서 구성모델을 개발하였으며 개발된 모델의 적용결과는 실험 결과값과 잘 일치하는 것으로 확인되었다.

**주요어** : 회복탄성계수, 수치해석, 구성모델, 영구변형, 노반토

### 1. 서론

국내 철도산업의 발전 및 해외진출의 가능성이 확대되고 있는 현 시점에서 철도노반의 합리적인 설계기법에 대한 요

구가 증가하고 있다. 열차의 반복적인 주행으로 인하여 자갈궤도의 경우 도상자갈의 파쇄뿐만 아니라 하부 연약노반의 경우 주행에 의한 반복적인 열차하중의 작용으로 지속적인 침하가 발생할 것이며 이러한 과정은 결국 노반 상부에 위치한 레일의 틀림현상을 발생시킨다. 따라서 충분한 다짐을 통하여 노반지지력을 증가시켜야 할 것이다.

노반의 주 재료는 흙이며 흙은 근본적으로 입자로 구성된 재료이다. 흙은 이미 잘 알려진대로 구속압에 의존적인

<sup>†</sup> 책임저자, 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원  
E-mail : rockcore@krti.re.kr

TEL : (031)460-5363 FAX : (031)460-5319

<sup>\*</sup> Indiana State Department of Transportation, Research Division

거동을 하며 입자간의 마찰에 의해 전단강도를 주로 발현하게 된다. 따라서 흙을 다지는 과정은 흙 입자간의 마찰이 잘 발생될 수 있도록 입자 사이의 간격을 줄이며 동시에 입자간의 접촉면적을 늘리는것으로 이해될 수 있다. 따라서 노반현장에서의 다짐관리는 지지력 높은 노반 건설에 있어 중요한 단계중의 하나이다.

현재 국내에서 적용하고 있는 노반설계 인자에 있어 다짐과 관련된 인자는  $K_{30}$ ,  $E_{v1}$ ,  $E_{v2}$ 이 있다.  $K_{30}$ 은 일반철도의 노반설계에 적용하고 있으며 상부 흙노반에 대해서는  $K_{30} > 11 \text{kgf/cm}^3$  이며 하부 노반재료에 대해서는  $K_{30} > 7 \text{kgf/cm}^3$  이다[1]. 또한 고속철도의 경우 변형계수를 적용하여 상부노반 재료의 경우  $E_{v2} \geq 80 \text{MN/m}^2$ ,  $E_{v2}/E_{v1} < 2.3$ , 하부노반 재료의 경우  $E_{v2} \geq 60 \text{MN/m}^2$ ,  $E_{v2}/E_{v1} < 2.7$ 이 적용된다. 이상의 철도노반 설계에 적용되는 지지력 계수의 경우 정적 실험에서 도출되는 값으로 철도하중과 같은 이동하중이 작용하는 동적응력 조건에서는 사용에 한계가 발생한다. 이러한 한계를 극복하기 위하여 AASHTO[2]는 반복하중에 대한 특성을 고려하기 위하여 회복탄성계수를 제안하였다. 이때 제안된 회복탄성계수는 동적하중에 의한 축차응력과 회복가능한 변형률로 정의된다. 근본적으로 회복탄성계수의 사용은 도로 포장층에 작용하는 변형요소가 소성변형이나 영구변형에 의한 것이 아니라 탄성 혹은 회복변형에 기인한다는 것을 내포한다.

국내에서는 노반재료의 회복탄성 특성에 대한 연구가 제한적으로 수행되어 왔으며 특히 도로분야에 집중된 상태이다. 시험도로 하부에 활용된 SW계열의 노상토에 대한 회복탄성실험[3]과 점토층에 대한 회복탄성실험[4] 사례가 있으며, 회복탄성계수 실험절차가 까다로우므로 측정의 간편화를 위하여 동적 시험방법의 적용[5-7] 및 유사정적방법의 적용 사례[8]가 있다.

이상과 같은 실내 및 현장실험결과는 기본적으로 선형적인 회복탄성계수값의 도출을 목표로 한다. 산정된 회복탄성계수값은 탄성계수를 대체하는 형태로 노반설계에 사용될 수 있다. 이러한 모델을 수치해석 프로그램에 적용하는 시도도 다양하게 이루어져 왔다. 예를 들면 기존에 제안된 회복탄성계수 모델중 입자형 재료에 대한 모델인 Uzan모델[9]의 경우 유한요소 해석에 적용된 사례가 있다[10]. 따라서 본 논문에서는 기존의 실내실험 결과를 바탕으로[4] 영구변형이 발생하는 점성토 노반 조건에서의 유한요소 해석상 회복탄성계수의 적용 과정을 논의 하고자 한다. 특히 회복탄성계수 실험 당시 발생하는 영구변형은 일반적인 항복 함수인 Mohr-Coulomb이나 Drucker-Prager 파괴기준으로 모사하기에는 한계가 있으므로 본 논문에서는 별도의 방법을 통하여 해당 문제를 해결하고자 한다.

또한 본 연구는 기존 실내실험결과[4]에 대한 모델링으로서 대상 재료는 단단한 점토이다. 철도노반에 있어 점성토의 경우 재료의 특성에 상관없이(N치와 상관없이) 치환되어야 하는데 이러한 규정은 단단한 점토의 경우 충분히 재료의 장점을 이용하여 사용될 가능성이 있음에도 불구하고 치환되므로 비경제적인 요소가 발생할 수 있다. 따라서 향후에는 이에 대한 검토가 필요할 것으로 판단되며, 본 논문에서 제안하는 내용은 회복탄성계수를 이용한 모델링 방법으로서 점성토뿐만 아니라 사질토 등 여러 종류의 흙에 적용 가능하다.

## 2. 노반체의 거동 및 입력변수

철도 및 도로와 같이 이동하중이 작용하는 토체에 대한 하부노반의 수치해석은 이동하중을 정현파 형태로 적용할 수 있다. 하중의 침투깊은 차량이 노반 직상부에 위치한 상황에서의 하중조건과 유사하다고 가정 할 수 있을 것이다. 따라서 회복탄성계수 실험이 수행되는 흙은 단순하게 일차원상의 스프링과 질량으로 구성되는 시스템 상에서의 힘과 진동에 대한 수식으로 표현될 수 있을 것이다.

$$mY'' + cY' + kY = F(t) \tag{1}$$

여기서,  $m$ : 질량,  $c$ : 댐핑계수,  $Y$ : 수직방향 변위, 그리고  $F(t)$ : 작용 하중이다. 주기함수인 작용하중은 Fourier 함수로 나타낼 수 있으며 수학적 형태는 다음과 같다.

$$F(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left( a_n \cos\left(\frac{n\pi}{L}t\right) + b_n \sin\left(\frac{n\pi}{L}t\right) \right) \tag{2-1}$$

$$a_0 = \frac{1}{2L} \int_{-L}^L f(t) dt \tag{2-2}$$

$$a_n = \frac{1}{2L} \int_{-L}^L f(t) dt \cos\frac{n\pi}{L}t \quad n = 1, 2, 3, \tag{2-3}$$

$$b_n = \frac{1}{2L} \int_{-L}^L f(t) dt \sin\frac{n\pi}{L}t \quad n = 1, 2, 3, \tag{2-4}$$

AASHTO[11]에 의하면 축차응력이 13.8kPa 조건에서의 충격하중에 대한 표현은 그림 1과 같다. 그림 1에서 살펴보면 0.1초 동안 축차응력이 가해지고 있으며 나머지 0.9초 동안에는 하중이 작용하지 않음을 알 수 있다. 또한 일정한 응력수준상태에서 이러한 하중의 작용순서가 반복되고 있다. 따라서 충격하중에 대한 수학적 형태는 주기함수를 이용하고 식 (3)과 같이 표현할 수 있다.

$$f(t) = \sigma_{\max} \left( \frac{1 - \cos(20\pi t)}{2} \right) \quad 0 < t < 0.1s \tag{3-1}$$

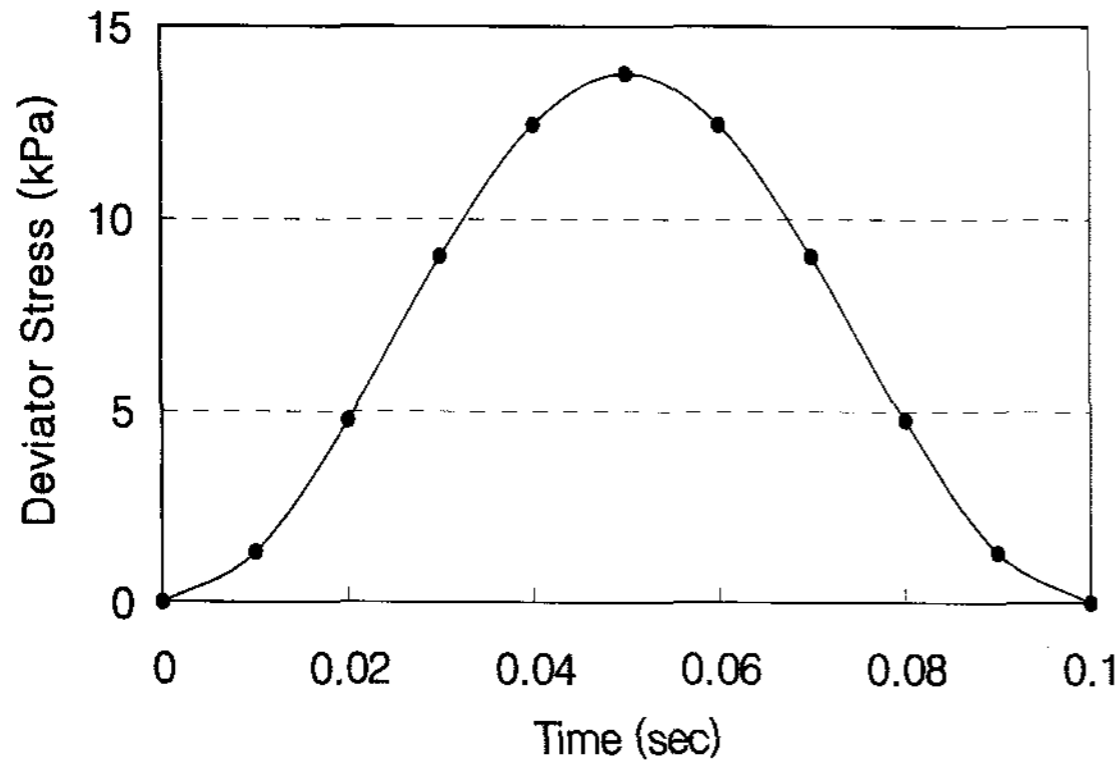


Fig. 1. Loading cycle in AASTHO 307 test

$$f(t) = 0 \quad 0s < t < 1s \quad (3-2)$$

$$p = 2L = 1초, \text{ 따라서 } L = 1/2초 \quad (3-3)$$

여기서,  $f(t)$ 는 하중에 대한 주기 함수,  $L$ 은 진동현의 길이이며  $p$ 는 주기이다. 식 (3-1)과 (3-3)을 식 (2-1)에 대입하면  $F(t)$ 를 구할 수 있으며  $F(t)$ 를 그림으로 나타내면 그림 2(a)와 같다. 계산된  $F(t)$ 를 식 (1)에 대입한 후 2차 미분 방정식의 해를 구하면 식 (4)와 같이 실험체의 질량과 스프링 계수에 대한 변수를 가진 토체의 수직변위에 대한 수식으로 나타낼 수 있다. 여기서 댐핑계수는 점토의 일반적인 값인 0.2로 가정하였다.

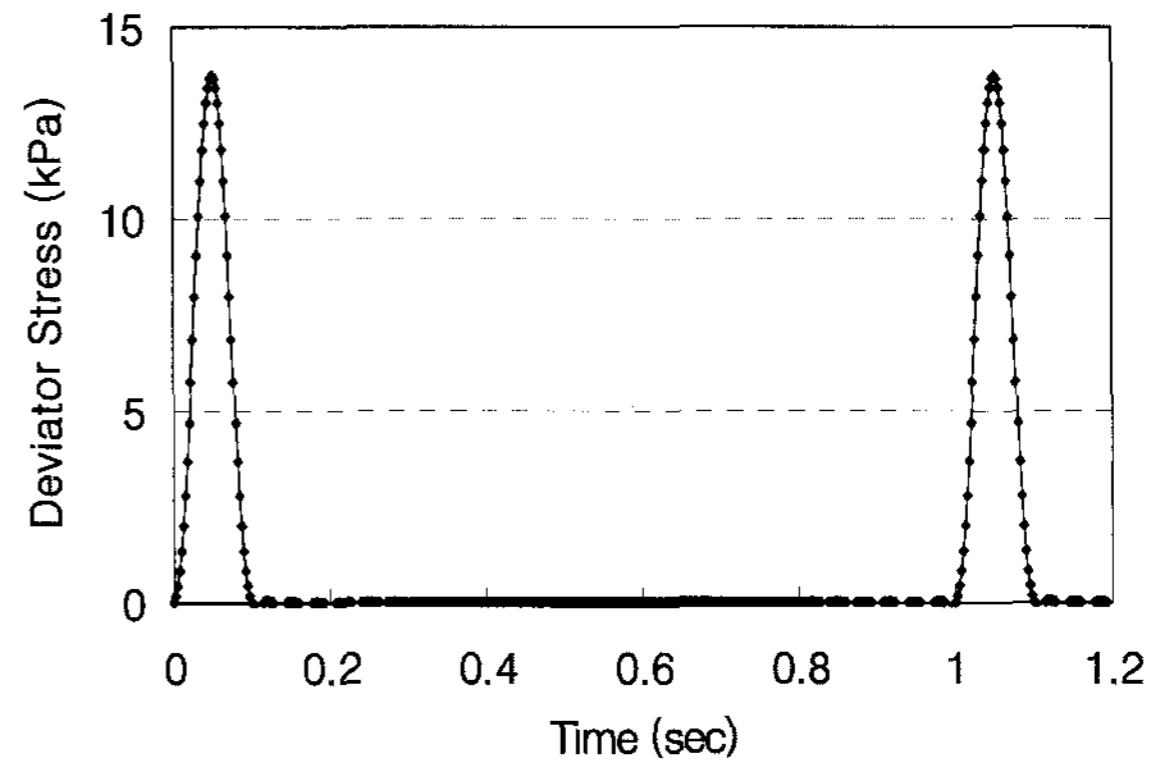
$$Y = \frac{1}{50} \times \left( \frac{-1 + 50 \times F(t)}{k} + C_1 \times \sin\left(\frac{k}{m} t\right)^{0.5} - \frac{1}{50} \times \left( \frac{-1 + 50 \times F(t)}{k} \right) \times \cos\left(\frac{k}{m} t\right)^{0.5} \right) \quad (4)$$

그림 2(b)는 변위와 시간간의 상관성을 나타내고 있다. 그림 2(b)는 강성도( $k=100,000\text{kN/m}$ )와 밀도( $m=1.35\text{kg/m}^3$ )를 적용하여 계산된 값을 사용하였다. 따라서 이로부터 축차응력과 수직변형율을 이용하여 회복탄성계수를 계산할 수 있다.

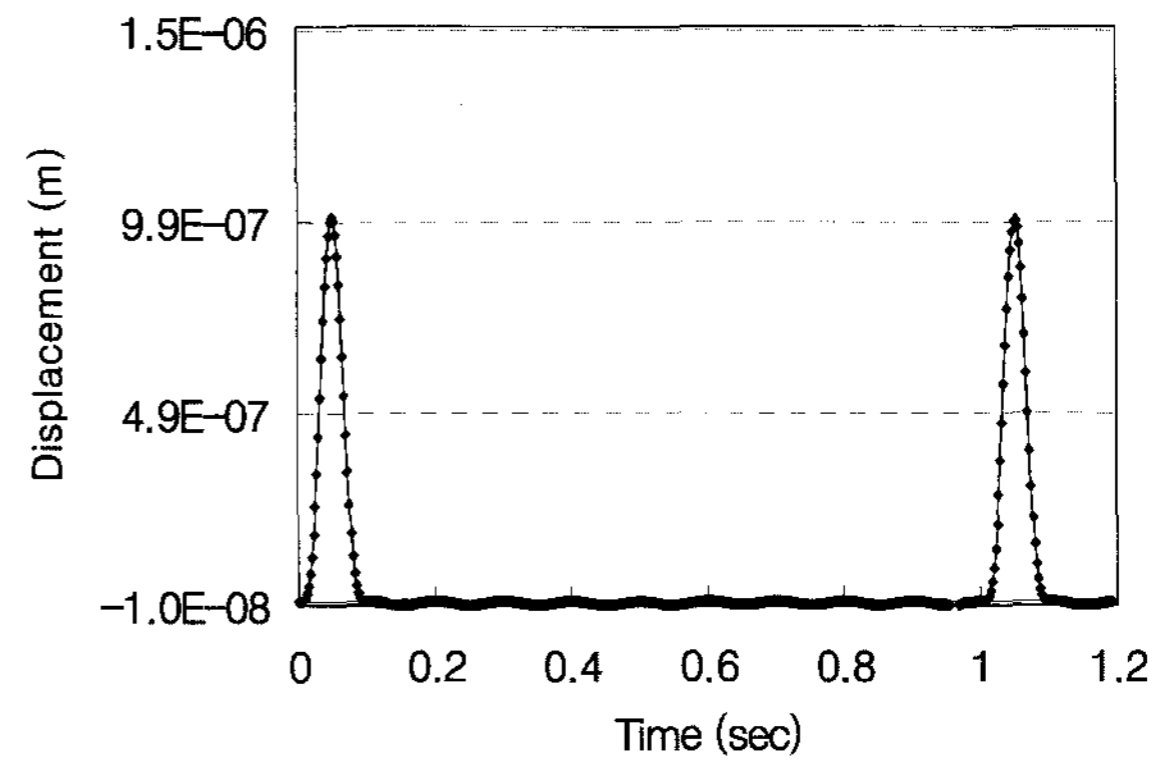
### 3. 회복탄성실험 조건에 있는 흙의 구성모델 적용

일반적으로 회복탄성계수 실험에 있어 노반의 영구변형은 고려하지 않는다. 이것은 노반의 거동이 탄성구간내에서 이루어질 것이라는 가정에 기반한다. 그러나 실제 회복탄성 실험에서 확인 할 수 있듯이[4] 노반 흙 또한 파괴를 발생시키는 하중보다 훨씬 낮은 단계의 하중에서도 영구변형이 발생할 수 있다. 따라서 노반의 회복거동을 나타내는 구성모델의 개발이 필요한 상황이다.

일반적으로 Mr 실험에서 노반에 가해지는 차량의 표준하중을 탄소성론에 근거하여 해석을 수행하면 해당 하중이 탄



(a)



(b)

Fig. 2. (a) Plot of  $F(t)$  as a function of time at a deviator stress of 13.8kPa, (b) Change in displacement with respect to time

성구간내에서 작용하기 때문에 소성변형은 발생하지 않고 탄성변형만 발생이 되나, 실제로는 Mr 실험에서는 이러한 반복하중으로 인해 노반에서 소성변형이 발생하므로[4] 고전적인 Mohr-Coulomb이나 Drucker-Prager 소성 모델로는 발생하는 소성변형 거동에 대한 모델링이 불가능하다. 따라서 반복하중의 작용에 따라 발생하는 회복 및 영구변형 특성의 모델링을 위하여 구속압에 의존적인 소성이론이 아닌 다른 형태의 간단한 소성이론의 적용이 가능할 것이며, 이에 따라 흙의 항복기준과 유동규칙에 대해서는 다음과 같은 내용을 적용할 수 있다.

#### 3.1 항복기준

항복함수  $F$ 는 응력  $\{\sigma\}$ , 경화법칙과 연관된 소성일  $W_p$ 의 함수로 정의될 수 있다.

$$F(\sigma, W_p) = 0 \quad (5)$$

$$\text{여기서, } W_p = \int \{\sigma\}^T \{d\epsilon^p\} = \text{소성일} \quad (6)$$

본 논문에서  $\{ \}$ 는 기동형 행렬을 나타내며  $[ \ ]$ 는 직사

각형 혹은 정사각형 형태의 행렬을 나타낸다.

### 3.2 유동규칙

응력의 단위이며 응력의 함수인 소성 포텐셜은  $Q = Q(\sigma, W_p)$ 로 정의될 수 있다. 스칼라 항목인 소성계수를 이용하여 소성변형률의 증감분은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{d\epsilon^p\} = \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} d\lambda \quad (7)$$

탄성구간에 있어  $\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\}$ 와 유사한 형태로 탄소성 영역에서의 응력-변형률 증감에 대한 표현은 식 (8)과 같다 여기서  $[C]$ 는 삼차원상의 탄성접선계수 행렬로 좌우대칭 형이다.

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (8)$$

식 (5)의 적분 형태는 식 (9)와 같다.

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T \{d\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial W_p} dW_p = 0 \quad (9)$$

식 (6)으로부터  $dW_p = \{\sigma\}^T \{d\epsilon^p\}$  이며

$$\{d\sigma\} = [C]\{d\epsilon\} = [C]((d\epsilon) - (d\epsilon^p)) \quad (10)$$

으로 표현할 수 있다. 식 (1), (8)을 식 (9)에 대입하고 이를 미분 후 식 (7)에 대입하여 정리하면 다음과 같은 식을 도출할 수 있다.

$$d\lambda = \{D\}^T \{d\epsilon\} \quad (11)$$

여기서

$$\{D\}^T = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [C]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [C] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} - \frac{\partial F}{\partial W_p} \{\sigma\}^T \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\}} \quad (12)$$

마지막으로 식 (7)을 식 (10)에 대입하면

$$\{d\sigma\} = [C] \left( \{d\epsilon\} - \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} d\lambda \right) \quad \text{혹은} \\ \{d\sigma\} = [C_{ep}]\{d\epsilon\} \quad (13)$$

여기서  $[C_{ep}] = [C] - [C]\{\partial Q/\partial \sigma\}\{D\}^T$ 는 탄소성 접선계수 행렬 혹은 Jacobian 행렬이며  $[C_{ep}] = 6 \times 6$  행렬,  $\{\partial Q/\partial \sigma\} = 6 \times 1$  행렬,  $\{\partial F/\partial \sigma\}^T = 1 \times 6$  행렬,  $\{D\}^T = 1 \times 6$  행렬이며  $\{\sigma\}^T = 1 \times 6$  행렬이다.

### 3.3 구성모델의 적용

회복탄성계수에 대한 AASHTO M-E 가이드 라인 (NCHPR, 2004)에서 적용하고 있는 식은 다음과 같다.

$$M_r = k_1 P_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{k_1} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_1} \quad (14)$$

여기서  $\theta = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$ ,  $k_1, k_2, k_3$ 는 실험결과에 대한 회귀계수이며  $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$ 이다. 또한  $P_a$ 는 기준값으로  $100\text{kPa} \approx 1\text{kgf/cm}^2$ 이다.

흙의 비선형 회복탄성계수를 모델링 하기 위하여 식 (8)에서의  $E$ 는 식 (14)의  $M_r$ 로 대체되었다. 본 구성모델의 항복기준은 Mohr-Coulomb나 Drucker-Prager 모델과 달리 간단한 유동규칙 및 반복하중으로 인하여 발생하는 소성변형을 표현할 수 있는 간단한 식만 필요하다. 따라서 회복탄성계수 실험에서 획득되는 응력-변형률 관계를 통해 흙의 회복탄성 및 영구변형 거동을 충분히 모사할 수 있다.

### 3.4 파괴기준

적용하는 항복기준은 소성변형이 발생하는 응력의 수준을 결정하며 일반적인 수학적 표현의 형태는 식 (15)와 같다.

$$F(\sigma, W_p) = q(\sigma) - g(W_p) = 0 \quad (15)$$

여기서  $q$ 는 Mises에 상응하는 응력으로서 다음과 같다.

$$q = \sqrt{3/2 S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{2} (\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)}$$

$g(W_p) = 1.4687 \ln(W_p) + 17.028$ 을 적용하면

$$\frac{\partial F}{\partial W_p} = \frac{1.4687}{\exp\left(\frac{\sigma_d - 17.028}{1.4687}\right)} \quad (16)$$

식 (16)은 반복하중으로 인한 소성변형의 증가를 나타내는 식이며 축차응력에 의존적이다. 위의 소성변형률의 증가는 장기 회복변형계수의 실험데이터를 바탕으로 작성되었다.

연관유동규칙을 가정하면  $\{\partial Q/\partial \sigma\} = \{\partial F/\partial \sigma\}$ 이며, 세부 요소는 다음과 같다.

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{11}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (2\sigma_{11}-\sigma_{22}-\sigma_{33})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{22}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (-\sigma_{11}+2\sigma_{22}-\sigma_{33})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{33}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (-\sigma_{11}-\sigma_{22}+2\sigma_{33})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{12}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (6\sigma_{12})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{13}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (6\sigma_{13})$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{23}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\{(\sigma_{11}-\sigma_{22})^2+(\sigma_{22}-\sigma_{33})^2+(\sigma_{33}-\sigma_{11})^2+6(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{13}^2)\}}} (6\sigma_{23})$$

이상과 같은 구성모델은 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS에 포트란 코드를 바탕으로 사용자 모델로 개발되었으며, 이 모델을 바탕으로 회복변형과 영구변형 거동에 대한 해석이 수행되었다. 간단한 해석모델로서 높이 7.1cm, 직경 15.2cm의 실험체를 모델링 하였으며 축 대칭조건이 이용되었다. 실험체는 13.8kPa의 구속압을 적용받으며 축차 응력 41.4kPa가 적용되었다. 이전에 논의한 바와 같이 Drucker-Prager 혹은 Mohr-Coulomb 모델과 같은 고전적인 소성모델로 모델링을 수행할 경우 영구변형은 발생하지 않는다. 적용 파라미터의 입력값의 입력값은 다음과 같다.  $k_1=719$ ,  $k_2=0.176$ ,  $k_3=-0.347$ ,  $\nu=0.3$ 이다.

### 3.5 모델결과

모델링 결과와 실험결과의 비교는 그림 3에서 확인할 수 있다. 그림 3은 점성토의 11회 반복재하하중 조건에서의 영구변형율을 나타내고 있다. 실제 실험에 의하여 발생하는 초기 하중재하에 따른 영구변형율의 발생은 수치해석 결과 보다 다소 큰 것으로 나타난다. 이러한 결과는 초기 재하

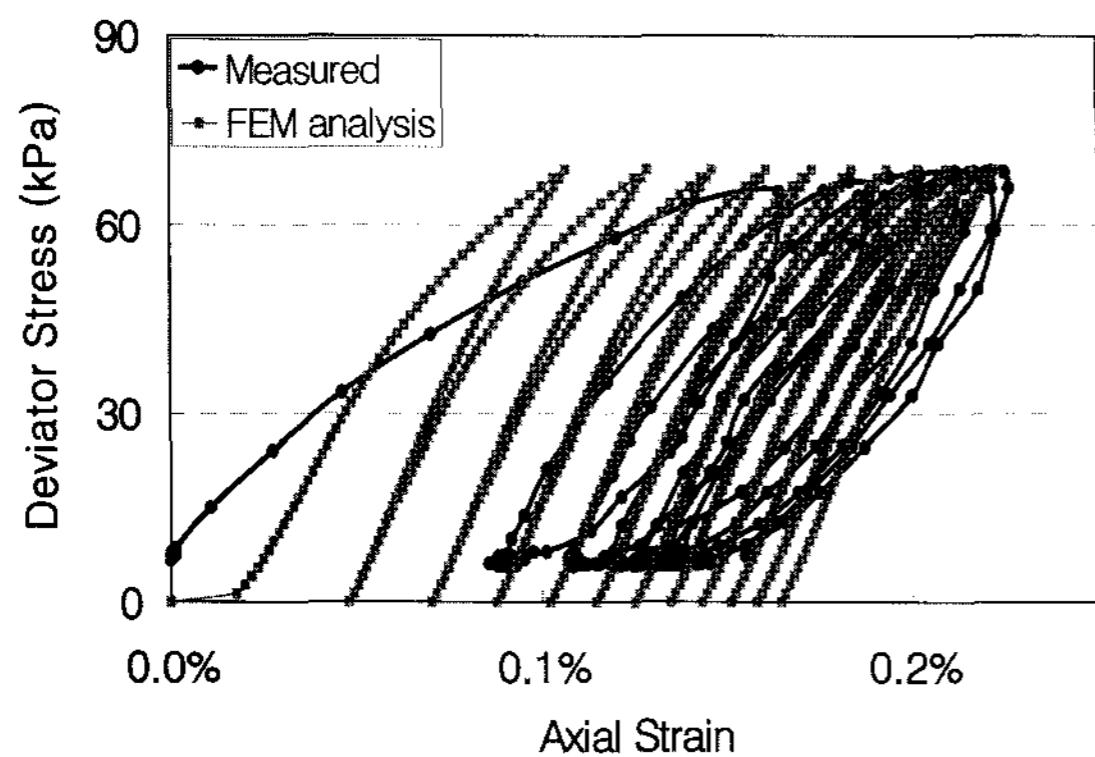


Fig. 3. Comparison between the measured and predicted stress-strain relationship

판과 실험체의 불완전한 접촉에 의한 것으로 판단된다. 하중이 지속됨에 따라 장기 변형율은 증가하며 수치해석 결과와 실험 결과는 비교적 유사한 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 이와 같이 간단한 해석 결과는 본 논문에서 제안하고 있는 구성모델이 노반의 회복거동과 장기변형 거동을 잘 나타내고 있음을 알 수 있다.

## 4. 결론

일반적으로 철도 및 도로의 노반 설계시 철도하중이나 차량하중을 받는 노반은 선형 탄성거동을 한다고 가정한다. 최근에는 세계적으로 반복하중을 받는 노반의 거동 모사를 위하여 회복탄성계수를 설계에 사용하고 있는 추세이다. 하지만 보다 더 정확한 노반의 거동을 분석하기 위해서는 회복탄성거동 뿐만 아니라 반복하중에 따른 소성변형거동도 모사를 할 수 있는 구성모델이 필요하나 이에 대한 연구는 상당히 미미한 실정이다. 본 연구에서는 노반의 거동을 보다 더 실제적으로 표현하기 위하여 간단한 구성모델을 개발하여 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS에 포트란 코드를 생성하여 사용자 모델을 만들었다. 본 구성모델은 노반의 응력의존성, 비선형성 거동과 반복하중으로 인한 소성 변형거동을 모사할 수 있으며 간단한 유한 요소해석결과와 실험결과의 비교에서 알 수 있듯이 노반의 회복탄성거동과 소성변형 거동을 잘 나타내고 있음을 알 수 있다.

## 참고문헌

1. 한국철도시설공단 (2004), "철도설계기준 (노반편)".
2. AASHTO (1986) "AASHTO Guide for Desing of Pavement", AASHTO T274-82 Washington D.C.
3. 박성완, 이치현, 황규형 (2007), "응력상태와 함수비에 대한 시험도로 노상토의 회복탄성거동" 한국도로학회 논문집 제 9권 1호, pp.47-56.
4. 사공명, 김대현, 최찬용 (2008), "점성토의 회복 및 영구변형 특성 평가", 한국철도학회 논문집 제 11권 1호, pp.61-69.
5. 권기철 (1999), "변형특성을 고려한 노상토 및 보조기층 재료의 대체 Mr시험법", 한국과학기술원, 박사학위논문.
6. 권기철 (2000), "국내 노상토의 회복탄성계수에 대한 구성모델", 대한토목학회논문집, 제30권, 제3-D호, pp. 301-310.
7. 박철수, 최찬용, 최종락, 목영진 (2008), "강화노반 및 케도하부 노반 재료의 회복탄성계수", 한국철도학회 논문집 제 11권 1호 pp. 54-60.
8. 김동수, 서원석, 권기철 (2005), "반복식 평판재하시험을 이용한 노상토의 현장 변형계수 평가", 한국지반공학회 논문집 제 21권 6호, pp.67-79.
9. Uzan, J. (1985), "Characterization of granular material". Transportation Research Record, 1022, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 1022: pp.52-59.

10. Hjelmstad, K. D. and Taciroglu, E. (2000), "Analysis and implementation of resilient modulus for granular solids", *Journal of Engineering Mechanics* 126(8), pp. 821-830.
11. AASHTO (2000), "Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials", AASHTO T 307, Washington D.C.
12. NCHRP Project 1-37A (2004), "Development of the 2002 Guide

for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures Design Guide and Supplemental Documentation", Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C.

접수일(2008년 4월 4일), 수정일(2008년 6월 23일), 게재확정일(2008년 6월 23일)