

반복식 평판재하시험을 이용한 노상토의 현장 변형계수 평가

Evaluation of Field Nonlinear Modulus of Subgrade Soils Using Repetitive Static Plate Bearing Load Test

김 동 수¹ Kim, Dong-Soo

서 원 석² Seo, Won-Seok

권 기 철³ Kweon, Gi-Chul

Abstract

The field plate load test has a good potential for determining modulus since it measures both plate pressure and settlement. Conventionally the modulus has been assumed to be a constant secant value defined from the settlement of the plate at a given load intensity. A constant modulus (modulus of subgrade reaction, k), however, may not be a representative value of subgrade soil under working load. Field strain(or stress)-dependent modulus characteristics of subgrade soils, at relatively low to intermediate strains, are important in the pavement design. In this study, the field strain dependent moduli of subgrade soils were obtained using cyclic plate load test. Testing procedure and data reduction method are proposed. The field crosshole and laboratory resonant column tests were also performed to determine field nonlinear modulus at 0.001% to 0.1% strains, and the modulus values and nonlinear trends are compared to those obtained by cyclic plate load tests. Both modulus values match relatively well when the different state of stress between two tests was considered, and the applicability of field cyclic plate load test for determining nonlinear modulus values of subgrade soils is verified.

요 지

현장 평판재하시험은 평판에 작용하는 하중과 변위를 동시에 측정하기 때문에 역학적인 특성치 결정의 가능성이 높은 시험방법이다. 그러나 지금까지 평판재하시험으로부터 추정된 탄성계수는 일정 변위를 유발한 하중강도하에서의 지지력계수로부터 구한 하나의 상수값으로서, 이는 포장구조에서 노상이 경험하는 사용하중 단계에서의 대표적인 변형특성치로 결정하기에는 어려움이 있다. 포장설계시 사용되는 회복탄성계수 개념의 변형계수는 중간변형률(0.01%~0.1%) 영역에서의 값으로서, 현장 노상토의 경우에도 이와 같은 변형률 범위에서의 변형계수를 평가하는 것이 중요하다. 본 논문에서는 노상 현장에서 반복평판재하시험을 이용하여 중간변형률 영역에서의 변형계수를 산정하는 방법을 제안하였다. 이의 신뢰성을 검토하기 위하여 현장에서 크로스홀 시험과 실내에서 공진주시험을 수행하여 전체변형률 영역에서의 현장의 변형특성을 평가하여 평판재하시험 결과와 비교하였다. 두 시험결과 사이의 응력상태를 고려하면 변형률에 따른 변형계수의 값과 경향이 비교적 일치하였고, 제안된 반복식 평판재하시험을 통해 현장변형계수의 평가가 가능함을 알 수 있었다.

Keywords : plate load test, field nonlinear modulus, subgrade soil, strain, state of stress

1 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng., Korea Advanced Inst. of Science & Tech., dskim@kaist.ac.kr)

2 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사후 연구원 (Member, Postdoctorate, Dept. of Civil & Environmental Eng., Korea Advanced Inst. of Science & Tech.)

3 정희원, 동의대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Eng., Dongeui Univ.)

1. 서론

과거의 경험적 포장설계법에서 최근 전환되어진 역학적-경험적 포장설계(M-E Design, Mechanistic-Empirical Design)에서는 포장 하부구조의 설계입력 변수를 포장체의 거동특성과 직접적으로 관련된 변형특성을 채택하고 있다. 1986년 AASHTO 설계법 이후 회복탄성계수(Resilient Modulus, MR)는 포장 하부구조 재료의 변형특성을 나타내는 대표적 설계입력물성치로 자리잡고 있다. 이와 같은 하부구조 재료의 역학적 변형특성은 설계단계뿐만 아니라 시공과정의 품질관리 및 유지관리에 있어서도 매우 중요한 물성치이기 때문에, 시공중이나 공용상태에서 탄성계수 개념의 현장 변형특성을 결정하는 것이 필요하다.

하부구조 재료의 변형특성과 관련된 실내시험을 통한 연구는 활발히 이루어진 반면에, 설계입력변수에 부합되는 현장 노상토의 변형특성, 즉 변형률에 따른 비선형 탄성계수인 변형계수를 결정하는 기법 개발이 미흡한 실정이다. 이와 같은 현장에서의 변형특성 평가의 부재는 설계값으로 구한 실내 변형특성과 실제 현장 시공 결과에 따라 나타나는 변형특성과의 관계를 확립하지 못하여 회복탄성계수를 설계에 신뢰성 있게 적용하는데 있어서 어려움을 나타내고 있다. 현재 도로현장에서 널리 사용되는 현장다짐관리기법인 모래치환법에 의한 현장다짐밀도 관리기준과 지지력계수에 의한 관리기준은 설계단계의 역학적 특성치와는 상관성이 미약한 방법이다. 따라서 체계적인 설계, 시공 및 유지관리의 합리성을 제고하기 위해서는 설계 및 해석에 사용하는 역학적 물성값인 변형특성과 직접적인 상관성이 있는 현장변형계수를 이용한 관리방안의 도입이 필요하다. 즉, 포장의 설계조건과 공용상태 조건 등을 고려하면 포장구조체가 경험하는 중간변형률 영역(0.01%~0.1%)에서의 현장탄성계수 평가가 절실히 요구된다.

평판재하시험(PBT; plate bearing load test)은 하부구조의 지지력 평가를 위하여 현업에 매우 널리 사용되고 있는 시험기법으로 다른 현장시험 기법에 비하여, 하중과 변위를 측정함으로써 역학적인 특성치 결정의 가능성이 높은 시험기법으로 인식되어 왔다. 이러한 장점을 활용하고자, 평판재하시험으로부터 현장 하부구조의 탄성계수를 결정하고자 하는 다양한 연구(Ping 등, 1995; Ping 등, 1997)가 수행된 바 있다. 그러나 기존의 평판재하시험으로부터 탄성계수를 결정하는 연구들은 등가의

탄성계수만을 평가하고 있어서 설계 및 공용상태의 실제 하부구조 재료의 변형 특성을 반영하지 못하고 있다. 아울러, 평판재하시험으로부터 결정된 탄성계수는 현장 시험결과와 비교검증이 이루어지는 것이 합리적인데 기존의 연구들은 실내시험으로부터 추정된 회복탄성계수와 비교함으로써, 현장과 실내조건의 차이를 분리하지 못하고 있다.

근래의 연구성과에 의하면 정적, 동적 또는 반복재하시험 중 어떠한 시험방법으로 시험이 실시되는가에 관계없이 영향변수(평균주응력, 변형률크기, 하중주파수, 하중반복횟수 등)을 고려하면 동일한 탄성계수를 얻을 수 있음이 확인되었고(Burland, 1989; Tatsuoka 등, 1992; Kim 등, 1997), 국내의 노상토에 대해서도 이러한 결과가 유효함이 입증된 바 있다(Kweon 등, 2000; 권기철, 1999). 따라서, 평판재하시험법으로부터 노상토 재료의 변형특성에 미치는 영향을 합리적으로 고려할 수 있다면 현장에서도 실내시험으로부터 결정하는 변형계수를 결정할 수 있다.

본 논문에서는 노상토의 변형특성을 고려하여 평판재하시험으로부터 공용하중상태에서 포장하부구조가 경험하는 중간 변형률 영역에서의 변형계수 결정기법을 제안하였다. 이를 위하여 지지력계수-탄성계수 사이의 관계식과 평판재하시험시의 지반내의 응력 및 변형률에 관한 특성을 고찰하였다. 또한, 제안된 시험방법 및 결과해석의 신뢰성을 검증하기 위하여 현장 크로스홀 시험과 실내 공진주 시험을 수행하여 전체 변형률에 따른 현장 탄성계수를 산정하여 비교하였다.

2. 평판재하시험을 이용한 현장 노상토의 변형계수 평가 기법

2.1 평판재하시험의 개요 및 특성

도로현장에서 널리 사용되고 있는 평판재하시험은 시공된 현장 노상이나 보조기층의 지지력을 평가하기 위한 시험이다. 이 시험은 그림 1(a)와 같이 직경 30, 50, 또는 75cm의 강체원판(두께 22mm 이상)을 노상 또는 보조기층 표면에 놓고 여기에 하중을 가하여 하중강도(q)와 침하량(δ)을 구하는 시험이다. 평판재하시험으로부터 획득한 하중강도와 침하량의 관계로부터 노상의 지지력계수(k , modulus of subgrade reaction)를 구할 수 있는데, 그림 1(b)에 이와 같은 관계를 나타내었고 식

(1)과 같이 결정할 수 있다.

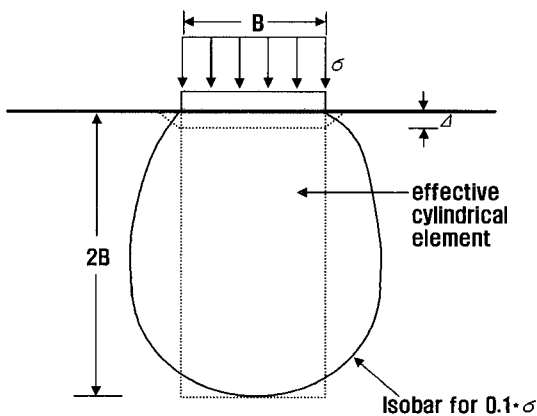
$$k = \frac{q}{\delta} \quad (1)$$

도로 포장분야에 평판재하시험과 관련한 몇 개의 KS 기준이 있다. 그러나 이와 같은 시험방법들은 지금까지 관행적으로 행해온 현장 노상 및 보조기층의 일정 침하량에서의 지지력계수를 산정하여 과거의 경험에 의한 기준값을 만족하는지 검토하는 방법이다. 즉, 역학적 포장설계에서 요구하는 변형특성을 고려한 물성치를 산정하기에는 무리가 따른다. 설계 단계에서 회복탄성계수를 구할때는 반복재하식 M_R 시험이건, 삼축압축 시험을 이용한 대체 M_R 시험이건, 소성변형을 최소로 한 상태에서 산정한다. 하지만 일반 평판재하시험(KS F 2310)을 수행할 경우에는 반복하중을 무시하고 초기 재하단계에서만 시험을 수행하여 상당량의 소성변형을 포함하기 때문에 반복재하 개념의 탄성계수를 산정하기에는 무리가 따른다. 따라서, 초기재하만을 이용하여 탄성계수를 산정하면 경우에 따라서 큰 오차가 발생할 수 있을 뿐만 아니라 반복하중을 적용하는 실내시험에서의 변형계수와 비교에도 적합하지 않다. 한편, 기존의 반복식 평판재하시험법(KS F 2338)은 반복재하를 통해 소성변형을 상당량 억제시키기는 했지만, 침하량을 1, 5, 10mm를 유발시키는 하중만을 각각 6회씩 반복하고 있다. 이는 실제 공용하중 상태의 포장체가 경험하는 변형을 고려하면 과대한 값이므로 설계 단계에서 고려하

는 중간 변형률 영역의 변형계수를 평가하기 어렵다.

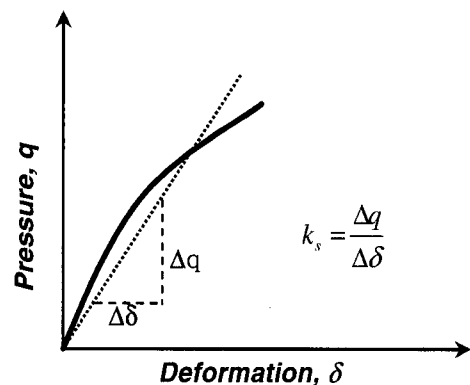
이상과 같은 문제점을 고려할 때, 평판재하시험으로부터 현장 노상토의 합리적인 변형계수를 평가하기 위해선 크게 다음의 두가지 문제가 해결되어야 한다. 첫째, 시험중 소성변형을 최소로 억제한 상태에서 탄성계수를 산정하기 위하여 초기 재하단계가 아닌 최소 2회 이상의 재하단계를 포함한 시험이어야 한다. 국내 노상토의 하중반복횟수에 따른 탄성계수에 관한 기존의 연구를 살펴보면 초기재하시의 소성변형과 단부오차에 따른 영향을 제외하고는 재하단계에서의 하중반복횟수의 영향은 매우 작은 것으로 밝혀지고 있다(권기철, 1999, Kim 등, 2000; Kweon 등, 2000). 따라서 노상에서 평판재하시험을 수행할 경우에도 경제성을 고려하면 2~3회 정도의 반복하중이면 충분하다고 판단된다. 두 번째로 선행되어야 할 문제는 포장의 공용하중에 알맞은 합리적인 하중의 재하이다. 일반적으로 설계 등가 단축하중(8.2ton)과 실내시험의 구속응력과 축차응력을 고려하면 중간변형률 영역의 변형계수를 산정하는 목적의 평판재하시험시 최대하중은 40kN(555kPa, 30cm 직경의 평판인 경우) 정도면 충분하다. 단, 변형률에 따른 비선형성을 보다 엄밀히 평가하기 위하여 재하를 대략 2kN 단위 정도로 증가시키는 것이 중요하다.

이상을 고려하여 본 논문에서는 평판재하시험으로부터 변형률에 따른 변형계수를 결정하기 위하여 최대하중 40kN까지 3회 이상의 반복하중시험을 수행하였다. 재재하와 역재하를 수행하는 동안에 보다 세밀한 하중



σ = pressure on circular plate
 B = diameter of plate
 Δ = surface deformation

(a) 평판재하시험 모식도



(b) 하중강도-변위

그림 1. 평판재하시험의 개요

단계별로 평판에 작용하는 하중 강도와 변위를 측정하여 중간 변형률 영역에서의 현장 변형계수를 정하였다.

2.2 평판재하시험을 이용한 현장 변형계수 및 변형률의 결정

평판재하시험을 수행하여 얻은 결과로부터 노상도의 변형계수 및 변형률을 산정하는 방법을 다음과 같이 검토하였다. 이와 같은 방법들은 그림 1(a)에 나타난 평판재하시험의 영향반경(2B)이내에 동일한 지반조건이라는 가정하에 적용할 것이다. 따라서 노상도와 같은 조건에서는 적용이 가능하지만, 일반적으로 두께가 30cm 이내인 보조기층으로까지 확장하여 적용하기에는 문제가 따른다. 영향반경 이내에 서로 다른 층이 존재할 경우에는 보다 엄밀히 깊이별로 층구분을 가정하여 보다 복잡한 방법의 사용이 요구될 것이다.

Vesic(1961)은 단일층의 지지력계수를 구하는 방법을 다음과 같이 제안하였다.

$$k = 0.65 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad (2)$$

여기서, E_s = 지반의 탄성계수

B = 기초의 폭(평판의 지름)

E_f = 기초의 탄성계수

I_f = 기초의 단면 2차 모멘트

μ = 지반의 포아송 비

위 식은 근사적으로 다음과 같이 정리할 수 있고, 다음 식을 이용하여 지지력계수로부터 지반의 탄성계수를 산정할 수 있다.

$$k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad (3)$$

실제 평판재하시험에서 구하는 하중강도-변위의 관계는 엄밀히 따지면 그림 1(b)와 같은 비선형 특성을 보인다. 따라서 하중과 변위 사이의 할선계수로 결정되는 지지력계수는 하중의 크기에 따라 비선형거동을 나타내며 식 (3)에서 결정된 탄성계수 역시 하중크기와 변위에 따른, 즉 변형률에 따른 비선형 거동을 보이는 변형계수로 특징을 나타낼 수 있다.

평판재하시험은 실내 삼축압축시험과 같이 요소시험이 아니기 때문에 재하판 밑의 응력상태, 변형률 상태를

설정할 필요가 있다. 엄밀한 해석을 위해서는 비선형 지반의 지표면 위에 놓인 강성기초의 역해석과 같은 과정이 필요하지만, 이는 매우 복잡하고 어려운 작업이다. 또한 현장시험에서 평판 아래의 지반내에서 깊이별 내부변위를 측정하기도 현실적으로 불가능한 일이다. 따라서 평판에 재하된 하중에 의해 지반에 발생한 변형률을 결정하기 위해서는 재하된 하중의 영향깊이를 가정하여 측정된 변위로부터 예측하여야 한다. 평판재하시험에서는 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 대부분의 변형이 평판직경의 2배 이내에서 발생된다고 가정할 수 있다(Ping 등, 1997).

사질토 또는 조립토에서 하중이 재하된 원형판 중심 아래에서의 변형률을 예측하는 방법이 Schmertmann(1970, 1978)에 의해 변형률 영향계수(strain influence factor, I_z)를 이용하여 제안되었다. 이와 같은 깊이별 변형률 영향계수는 그림 2에 나타난 바와 같다. 유효영향깊이는 평판 직경의 2배이고, 평판직경의 반지름에 해당하는 깊이에서 최대변형이 유발되는 bi-linear의 형태로 단순화할 수 있다. 평판재하시험시 평판중심 아래 임의의 깊이에서의 수직변형률을 변형률 영향계수를 이용하여 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_v = \frac{q}{E_s} I_z \quad (4)$$

여기서, q = 평판에 적용된 단위하중(응력)

E_s = 지반의 탄성계수

식 (4)와 지지력계수와 지반의 탄성계수와의 상관관계인 식 (3)을 이용하면 평판재하시험시의 각 침하량에서의 깊이별 수직변형률을 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$\epsilon_v = \frac{\delta}{B(1-\mu^2)} I_z \quad (5)$$

따라서 평판재하시험 결과를 이용하여 식 (3)과 식 (5)로부터 간단하게 변형률에 따른 현장 노상의 변형계수를 산정할 수 있다.

여기서 또 하나 결정해야 할 문제가 평판재하시험의 영향범위내에서의 대표적인 수직변형률을 결정하는 것이다. 그림 2에 나타나듯이 깊이별로 변형률이 다르기 때문에 전체 층을 대표할 수 있는 변형률이 요구된다. 본 논문에서는 평판재하시험 영향범위의 중간 깊이인 평판 직경에서의 변형률을 대표 변형률($I_z=0.4$)로 결정

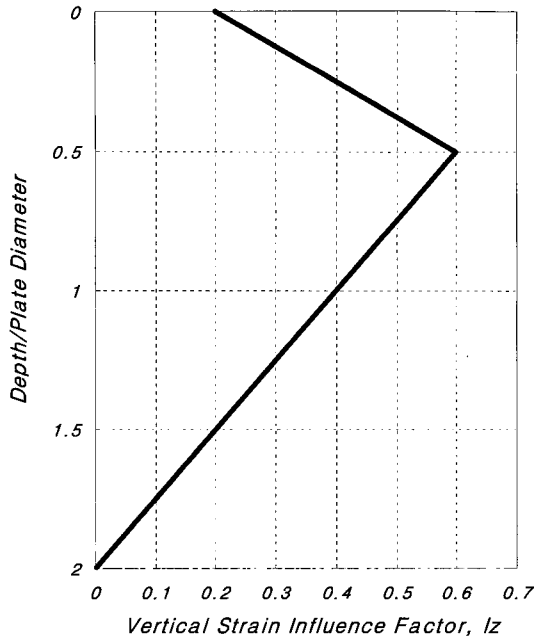


그림 2. 수직변형률 영향계수(Schmertmann, 1978)

하였다. 이에 대한 검토는 현장시험결과 부분에 나타내었다.

2.3 변형계수에 대한 응력상태의 보정

평판재하시험으로부터 얻은 변형계수는 평판에 재하된 하중의 영향과 노상토의 자중 등시험 조건에 의한 특별한 응력상태에서 결정된 값이다. 특히, 사질 성분이 많이 함유된 국내 노상토의 탄성계수의 경우 축차응력 뿐만 아니라 구속응력의 영향을 크게 받고 있는 것으로 나타났다(권기철, 2000; 건설교통부, 2004). 따라서 현장 탄성파시험 또는 실내시험과 같이 응력상태가 틀린 다른 시험으로부터 구한 변형계수와는 비록 같은 노상지반으로부터 얻은 값이라도 큰 차이를 나타낸다. 이와 같은 두 시험간의 차이는 각 시험방법에서의 오차도 있겠지만, 근본적으로 두 시험이 수행될 때의 지반내의 응력상태가 큰 차이를 나타내기 때문이다. 지반의 응력상태는 지반의 탄성계수를 결정하는데 크게 영향을 미치는 중요한 요소이다(Hardin 등, 1972; Seed 등, 1986).

따라서, 평판재하시험으로부터 얻은 변형계수를 타 시험 결과와 비교하기 위해서는 각 시험 사이의 응력상태를 고려하여 보정해주어야 하며 이를 위해서는 평판재하시험시 노상토내의 응력상태를 결정해야 한다. 평판재하시험이 수행될 때의 지반의 응력상태는 지반의 자중에 의한 응력 이외에도 평판에 작용하는 수직응력

에 의한 지중응력의 증가가 발생한다. 특히, 평판재하시험시 수직응력에 의한 지중응력의 증가는 자중에 비해 상대적으로 크게 발생되기 때문에 이와 같은 응력상태를 고려하지 않으면 현장탄성파시험과 같은 타 시험 결과와의 비교는 의미가 없다. 일반적으로 응력상태는 평균유효응력(mean effective stress, σ_m')으로 나타내어 비교할 수 있는데, 지중내의 임의의 위치에서의 평균유효응력은 3방향의 주응력 축에 작용하는 응력들의 평균값으로 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_m' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \quad (6)$$

여기서, σ_m' = 평균유효응력

$\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$ = 각 주응력축에 해당하는 유효응력

지표면에서 원형 등분포하중이 작용시에 지반내 응력의 증가분은 Boussinesq의 해를 이용하여 구할 수 있다. 이와 같은 지반내 응력의 분포를 그림 3에 나타내었고, 평판재하시험시 가해진 하중에 의한 지반의 응력 증가분을 이를 이용해서 구할 수 있다. 예를 들어, 평판에 임의의 q라는 하중이 재하되었을때, 임의의 깊이에서의 응력상태(평균유효응력)를 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\sigma_m' = \frac{1}{3}(\sigma_v' + \Delta\sigma_v' + 2\sigma_h' + \Delta\sigma_h') \quad (7)$$

여기서, σ_v' = 노상토의 상재하중에 의한 수직응력

σ_h' = 노상토의 상재하중에 의한 수평응력

$\Delta\sigma_v'$ = 평판에 작용하는 하중 강도 q에 의한 수직응력 증가분

$\Delta\sigma_h'$ = 평판에 작용하는 하중 강도 q에 의한 수평응력 증가분

만약 식 (5)에서 대표변형률을 평판의 직경 깊이(B)에서 결정했다면 그림 3으로부터 평판중심 아래에서의 수직응력 증가분은 평판에 작용하는 하중 강도의 28%, 수평응력 증가분은 무시할 수 있다.

이와 같은 시험과정에서의 응력상태를 고려하지 않으면 평판재하시험으로부터 얻은 변형계수가 노상토의 상재하중만 받고 있는 탄성파시험으로부터 얻은 결과보다 변형률이 증가할수록 평균유효응력이 훨씬 커지므로 큰 변형계수를 결정하게 된다. 또한, 같은 평판재하시험에서도 재재하단계와 역재하단계에서의 응력상태가 다르기 때문에 변형률이 감소할수록 역재하단계

에서 결정하는 변형계수가 상당히 과대평가 될 수 있다.

이와 같은 서로 다른 시험 사이의 평균유효응력에 대한 값의 차이는 다음과 같은 과정을 통해 보정할 수 있다. Hardin(1978)은 최대전단탄성계수의 실험식을 물질강성계수, 간극비, 과압밀비, 평균유효응력, 구속압영향계수 등으로 제안하였는데, 이를 단순화 시키면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G_{\max} = A(\sigma'_m)^n \quad (8)$$

여기서, A = 지반의 물질강성계수, 간극비, 과압밀비 등에 해당하는 특성계수

σ'_m = 평균유효응력

n = 구속압 영향계수

즉, 같은 지반에 대해서는 A 의 값이 같으므로 응력상태(평균유효응력)가 다른 시험결과 사이의 변형계수는 다음 식을 이용하여 보정할 수 있다. 구속압 보정계수는 지반의 종류에 따른 특성값으로 구속압을 달리한 실내 실험을 통해 직접 산정하거나, 기존 연구결과의 경험값을 사용할 수 있다.

$$E_{corrected} = E_{original} \left(\frac{\sigma'_{m, reference}}{\sigma'_{m, original}} \right)^n \quad (9)$$

여기서, $E_{corrected}$ = 기준 평균유효응력에 대해 보정된 변형계수

$E_{original}$ = 각 시험기법 수행시 평균유효응력에서의 변형계수

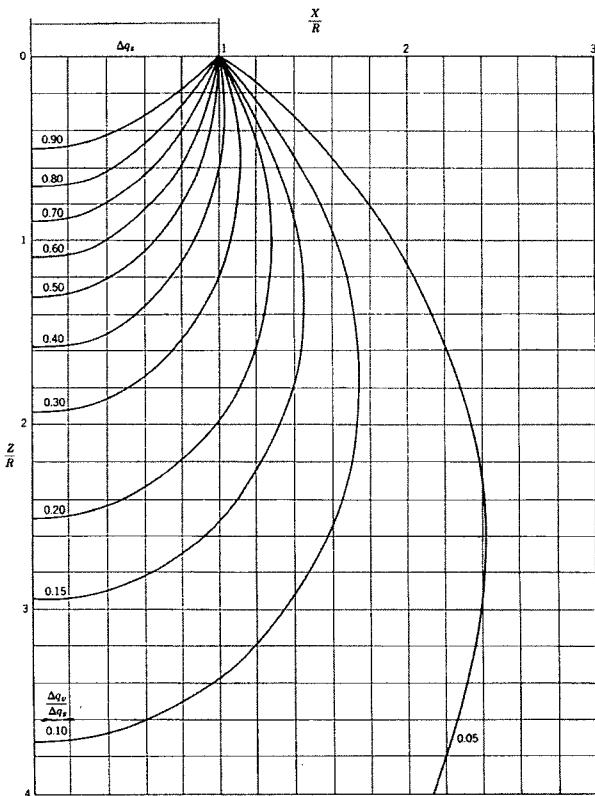
$\sigma'_{m, reference}$ = 기준 평균유효응력

$\sigma'_{m, original}$ = 각 시험기법 수행시의 평균유효응력

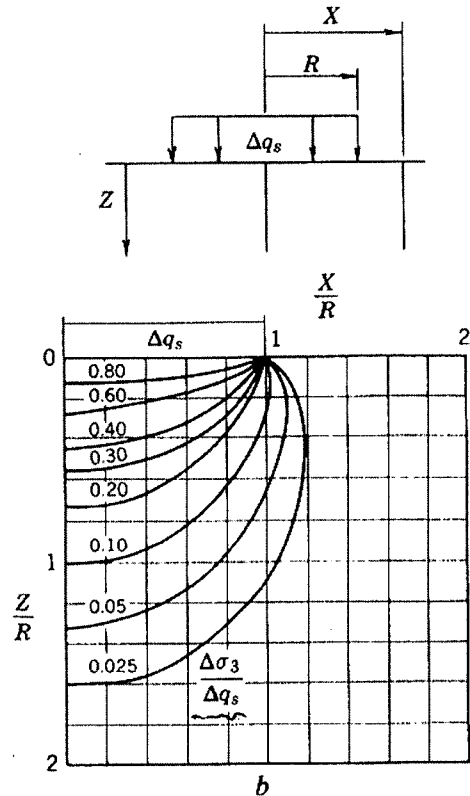
n = 구속압 보정계수

따라서, 평판재하시험, 현장 탄성파시험, 실내 변형 특성시험 등으로부터 얻은 변형계수들을 식 (9)를 이용하여 기준 평균유효응력에 대해 보정해주면, 같은 응력상태에서 각 시험결과 값들의 합리적인 비교가 가능하다.

이상과 같이 제안된 시험방법을 사용하면 기존의 지지력계수만 산정하던 평판재하시험의 단점들을 극복하여 역학적 포장설계법에서 요구하는 변형특성을 현장에서 합리적으로 산정할 수 있으리라 판단된다.



(a) 지중 수직응력 분포도



(b) 지중 수평응력 분포도

그림 3. 원형단면에 작용하는 등분포하중에 의한 지중응력 분포도(Lamb and Whitman, 1979)

3. 현장시험

본 연구에서는 현장시험으로 총 3곳의 도로현장에서 노상 다짐이 완료된 후 평판재하시험을 수행하여 중간 변형률 영역에서 노상토의 현장 변형특성을 산정하였다. 이의 신뢰성을 검증하기 위하여 평판재하시험이 수행된 현장에서 크로스홀 시험을 실시하고 교란 시료를 채취하여 실내에서 다짐시험과 공진주시험을 수행하였다. 공진주시험으로부터 정규화탄성계수곡선을 산정하여 현장에서 크로스홀 시험으로부터 구한 최대탄성계수 값을 결합하면, 현장에서의 전체 변형률에 따른 변형특성을 구할 수 있다. 이와 같은 방법은 현장의 변형특성을 상당히 정확하게 산정할 수 있으므로, 평판재하시험의 신뢰성을 검토하기에 타당한 방법이다. 한 곳의 현장에서는 노상의 환경에 따른 현장 조건에서의 변형계수 변화를 평판재하시험으로부터 산정할 수 있는지 살펴보기 위하여 같은 위치에서 시험 날짜를 달리하여 함수비 변화에 따라 시험을 수행하였다.

3.1 시험장치 및 시험절차

3.1.1 평판재하시험

본 연구에서는 직경 30cm의 강체평판으로 반복재하시험을 수행하여 변형계수를 평가하였다. 일반 평판재하시험보다 엄밀한 값을 산정하기 위하여 평판에 작용된 하중은 로드셀을 이용하여 측정하였고, 평판에 발생하는 침하량을 3개의 LVDT로부터 평균값을 구하여 산정하였다. 작용한 하중은 1kN~2kN씩 단계적으로 증가시켰고 역재하단계에서는 4kN~6kN씩 하중을 감소시키며 시험을 수행하였다. 각 단계별로 침하속도가 크게 감소한 후 다음 하중단계로 넘어갔으며 최대 하중은 대략 40kN이다. 그림 4에 본 연구에 적용된 평판재하시험 장비를 나타내었다.

시험은 다음과 같은 절차를 통해 수행하였으며, 도로의 노상토에서 평판재하시험으로부터 현장의 변형특성을 산정하는 방법을 이와 같이 제안하고자 한다.

- (1) 평판재하시험시 단부오차와 소성변형을 제거하기 위하여 설치된 평판에 30kN(3ton) 이상의 하중을 가한 후 충분히 침하를 유발시킨 후 하중을 제거한다. 하중을 완전히 제거 후, 충분한 시간을 두어 지반의 변위가 영구변형을 제외한 부분까지 회복되도록 기다린다.

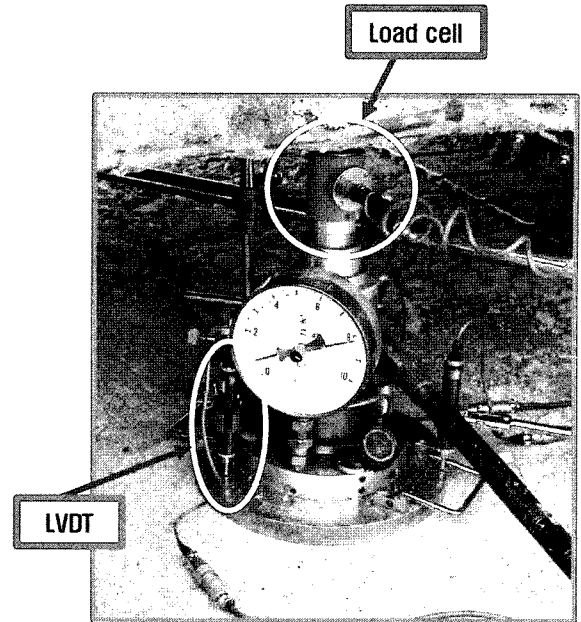


그림 4. 평판재하시험 장비

- (2) 재재하 단계에서 2kN 단위 정도로 하중을 세밀하게 가하고 수분(2~3분)동안 침하가 유발되면 그때의 하중과 변위를 기록한다. 이와 같은 작업을 최대하중 30~40kN까지 수행하며 매 하중을 증가시키는 단계마다 하중과 변위를 기록한다.
- (3) 각 단계에서의 하중과 변위로부터 식 (3)과 식 (5)를 이용하여 각 하중 단계별 탄성계수와 변형률을 산정한다. 이때 변형률영향계수, I_e 값은 0.4를 추천한다.
- (4) 식 (7)을 이용하여 각 하중 단계별 평판직경깊이에서의 평균유효응력을 산정한다.
- (5) 각 하중 단계별로 식 (9)를 이용하여 구하고자하는 기준 평균유효응력 상태에서의 변형계수로 환산해 준다.

3.1.2 크로스홀 시험

크로스홀 시험은 지반에 두 개 이상의 시추공을 뚫어 한 쪽은 발진자(source)로, 나머지 시추공은 감지기(receiver)로 구성된다. 발진자에서 유발되는 진동이 지반을 통과하여 감지장치까지 도달되는 파의 전파속도를 깊이별로 측정하여, 다음과 같이 깊이별 지반의 최대탄성계수 (G_{max})를 측정하는 시험기법이다.

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (10)$$

여기서, ρ = 지반의 밀도

V_s = 지반의 전단파 속도

그러나 크로스홀 시험은 저변형률의 최대탄성계수값만을 산정하기 때문에 중간변형률 및 대변형률 영역에서의 변형계수를 직접 도출하기는 어려움이 있다. 따라서 일반적으로 포장 하부구조에 발생하는 사용하중에 대한 중간변형률 영역(0.01% ϵ 0.1%)에서의 현장 변형계수를 구하기 위해서는 실내시험 또는 경험적인 정규화전단탄성계수(G/G_{max}) 감소곡선을 사용하여야 한다. 현장크로스홀 시험결과와 정규화전단탄성계수 감소곡선으로부터 현장에서의 전체 변형률에 따른 비선형 변형계수를 산정하는 방법은 다음과 같다.

$$G_{field} = \left(\frac{G}{G_{max}} \right) \times G_{max, field} \quad (11)$$

한편, 평판재하시험으로부터 얻는 변형계수는 전단 상태에서 얻어지는 값이 아닌, 압축상태에서 얻어지는 값이기 때문에 크로스홀 시험 결과를 평판재하시험 결과와 비교하기 위해서는 압축상태의 변형계수 값으로 환산해주어야 한다. 따라서 전단탄성계수와 그에 해당하는 전단변형률은 각각 영계수와 축변형률 값으로 변환해 주어야 하며, 이는 탄성론적인 접근을 통해 다음과 같이 전환할 수 있다.

$$E = 2G(1 + \mu) \quad (12)$$

$$\epsilon_v = \frac{1}{\sqrt{3}} \gamma \quad (13)$$

여기서, μ = 지반의 포아송 비
 ϵ_v = 수직변형률(축변형률)
 γ = 전단변형률

크로스홀 시험으로부터 얻은 변형계수도 평판재하시험 결과와 비교하기 위해서는 응력상태에 대한 보정을

해주어야 하는데, 평판재하시험에서와 마찬가지로 식 (9)를 이용하여 구하고자하는 기준 평균유효응력 상태에서의 변형계수로 환산해준다. 이때, 크로스홀 시험이 수행되는 대표 깊이에서의 응력상태는 노상토의 상재하중만을 고려하여 결정한다.

이상과 같은 방법으로 크로스홀 시험으로부터 얻은 전체변형률에 대한 변형특성을 산정할 수 있다.

3.1.3 공진주 시험

공진주시험은 원통형의 시편에 진동수를 바꿔가면서 비틀력을 가하여 공진주파수를 구한 후 전단변형률에 따른 전단탄성계수를 구하는 시험이다(Kim 등, 2003; 권기철, 1999). 각 현장으로부터 직접 교란시료를 채취하여 최적함수비와 최대건조단위중량의 95% 다짐으로 시료를 성형하여 공진주시험을 수행하였다. 공진주 시험으로부터 각 노상토 시료의 정규화전단탄성계수 감소곡선을 산정하여 크로스홀 시험으로부터 현장의 변형특성을 산정하는데 이용하였다. 한편, 공진주시험을 구속압 21kPa, 41kPa, 100kPa 단계별로 실시하여 구속압에 대한 영향을 살펴보고, 식 (9)에서의 구속압보정계수, n 을 산정하였다.

3.2 대상현장

본 연구에서는 3곳의 도로 노상토 현장을 시험 대상으로 하였는데, 임의로 각 현장을 Site A, B, C로 분류하였다. Site A와 Site B는 다수의 암버력을 포함한 지반으로 사질 성분을 많이 나타내는 반면에, Site C는 약간의 점성을 포함한 흙으로만 이루어졌다. 모든 현장의 노상층이 진동 롤러를 이용하여 30cm 두께씩 4층 다짐으로 이루어졌다. 표 1에 각 현장의 노상토의 물성 특성을 나

표 1. 현장노상토의 물성값

노상토의 특성	Site A	Site B	Site C		
			Site C-1	Site C-2	Site C-3
현장함수비(%)	10.3	7.1	22	22.4	19
현장단위중량(kN/m ³)	21.6	20.6	20.6	20.6	20.6
최적함수비(%)	10.3	10.5	14.8		
최대건조단위중량(kN/m ³)	20.1	19.9	18.1		
구속압영향계수, n	0.52	0.29	0.2		
포아송비(가정)	0.3	0.3	0.3		
소성지수(PI, %)	NP	NP	14		
흙분류	통일분류법	SW	SC		
	AASHTO	A-1-b	A-2-6		

타내었다. 이들 현장은 대부분의 국내 노상토와 크게 차이가 나지 않기 때문에 구속응력에 대한 영향이 상당할 것으로 판단된다.

4. 시험결과

4.1 현장 크로스홀 시험 및 실내 공진주 시험 결과

크로스홀 시험은 평판재하시험이 수행된 인근지역 노상 지표면으로부터 0.1m 간격으로 수행하였으며, Site C에서는 함수비가 다른 날짜별로 동일 위치에서 시험을 수행하였다. 평판재하시험으로부터 구한 탄성계수와 비교하기 위하여 각 현장별로 평판재하시험 영향깊이인 평판직경의 2배에 해당하는 깊이, 0.6m까지의 평균값 및 최대값, 최소값을 산정하였다. 각 현장에서의 시험 결과를 표 2에 나타내었다.

한편, 구속압 41kPa에서의 각 공진주시험으로부터 구한 정규화전단탄성계수 감소곡선을 그림 5에 나타내었

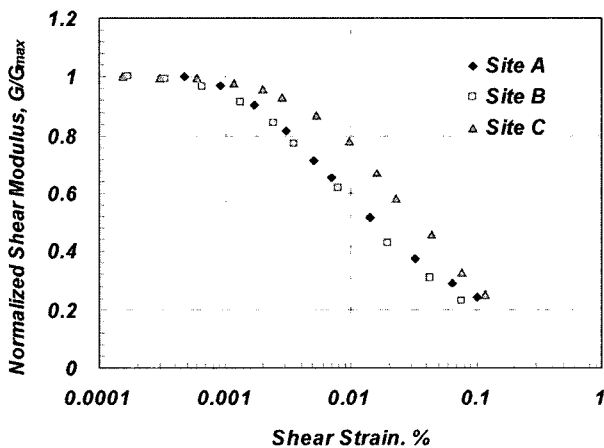


그림 5. 각 현장 노상시료의 정규화전단탄성계수 감소곡선

다. Site A와 Site B의 노상토는 통일 분류법으로 SW, 소성지수 PI=0인 비슷한 종류의 노상재료이기 때문에 정규화전단탄성계수 감소곡선이 같은 형태를 나타내었다. 반면에, Site C의 노상토는 SC, PI=14인 다른 종류이기 때문에 정규화전단탄성계수도 다른 경향을 나타내었다. 따라서, 현장 탄성파시험으로부터 변형계수를 결정할때는 각 시료의 특성에 따른 정규화탄성계수 감소곡선의 선택이 필요하다. 공진주시험을 수행하지 못할 경우에는 기존의 연구결과 등을 활용할 수 있다. Vucetic(1994)은 많은 자료조사를 통하여 점성토의 선형한계변형률은 소성지수(PI)의 증가에 따라서 증가함을 밝히고 소성지수에 따른 정규화전단탄성계수 감소곡선을 제시하였다. 또한, 김동수 등(2001)은 모래와 자갈에 대한 정규화전단탄성계수 감소곡선을 제시한 바 있다.

크로스홀 시험으로부터 구한 최대전단탄성계와 공진주 시험으로부터 얻은 정규화전단탄성계수 감소곡선을 식 (11)과 같이 적용하여 전체변형률에서의 현장 비선형 전단탄성계수를 산정하였다. 이를 평판재하시험 결과와 비교하기 위하여 축변형률에 따른 변형계수로 변환하고, 각 시험현장의 시험결과에 최대값, 최소값, 평균값의 범위를 산정하여 비교대상으로 나타내었다.

4.2 평판재하시험 결과

4.2.1 응력상태(평균유효응력) 보정 및 재하단계에 따른 결과

평판재하시험으로부터 얻은 대표적인 하중강도-침하량 곡선을 그림 6에 나타내었다.

평판재하시험의 응력-침하량 결과로부터 각 하중단계에서 평판직경 깊이에서의 할선탄성계수와 축변형률

표 2. 현장크로스홀 시험결과

크로스홀 시험결과		Site A	Site B	Site C		
				Site C-1	Site C-2	Site C-3
V_s (m/s)	minimum	158	295	219	194	241
	maximum	194	431	255	225	293
	average	178	358	228	208	265
G_{max} (GPa)	minimum	54.9	182.8	100.8	79	121.9
	maximum	82.8	390.1	137	106	180.3
	average	70.3	270.7	109.5	90.7	147.4
E_{max} (GPa)	minimum	142.7	475.3	262.1	205.4	316.9
	maximum	215.3	1014.3	356.2	275.6	468.8
	average	183	703.8	284.7	235.8	383.2

을 산정하였다. 이와 같이 Site A에서 반복평판재하시험으로부터 얻은 변형률에 따른 변형계수를 크로스홀 시험결과와 비교하여 그림 7에 나타내었다. 크로스홀 시험으로부터 구한 변형특성은 평판재하시험의 영향반경 (0.6m)내에서 평균값과 최대값, 최소값의 범위를 두었다. 그림 7(a)에 나타난 결과를 살펴보면 평판재하시험의 경우 초기재하 단계는 단부오차와 소성변형을 많이 포함하고 있기 때문에 재재하 단계의 결과에 비해 상당히 작은 값을 나타내고 있음을 알 수 있다. 한편 재재하 단계의 변형계수와 역재하 단계에서의 값을 비교해보면 상당히 차이가 크게 나타나고, 두 경우 모두 크로스홀 시험에 비해 상당히 큰 값을 나타냄을 알 수 있다. 이와 같은 이유는 앞서 설명한 각 시험에서의 응력상태가 다르기 때문인데, 특히 국내 노상토의 경우 구속응력에 대한 영향이 크다.

평균유효응력에 대해 변형계수를 보정하기 위해서는 두가지 사항이 요구된다. 첫째가 구속압 보정계수, n 값의 결정으로, 표 1에 나타난 각 현장의 구속압 보정계수를 사용하였다. 실내시험을 통해 n 값을 구하지 못할 경우에는 흙의 종류에 따라 대략 0.2~0.5 사이의 값을 가정하여 사용한다. 두번째로 각 시험방법에서의 평균유효응력의 산정인데, 변형률영향계수 ($I_z=0.4$)를 결정한 평판의 직경에 해당하는 깊이에서의 평균유효응력을 고려하여 변형계수를 산정하였다. 노상토의 지중에 의한 수평응력은 정지토압계수, K_0 를 0.5로 가정하여 산정하였다.

이와 같이 Site A에서 평판재하시험으로부터 구한 변형계수와 크로스홀 시험과 공진주시험으로부터 구한 변형계수를 각각 평균유효응력 41kPa일때의 변형계수

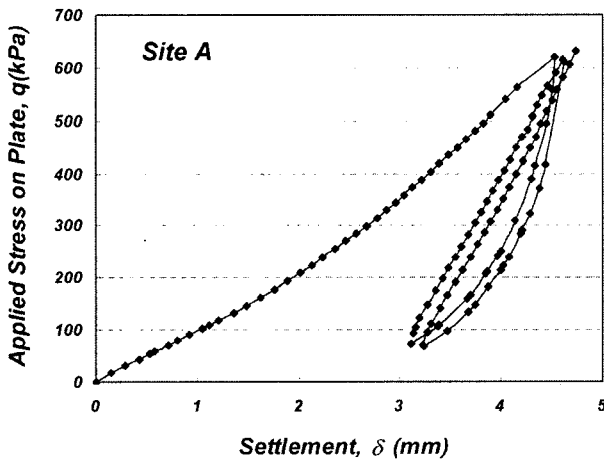
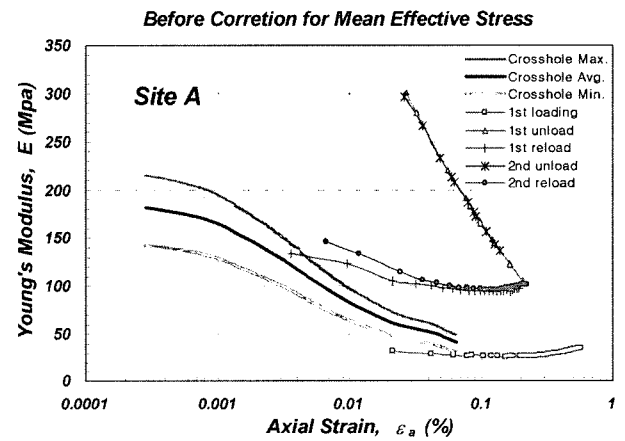
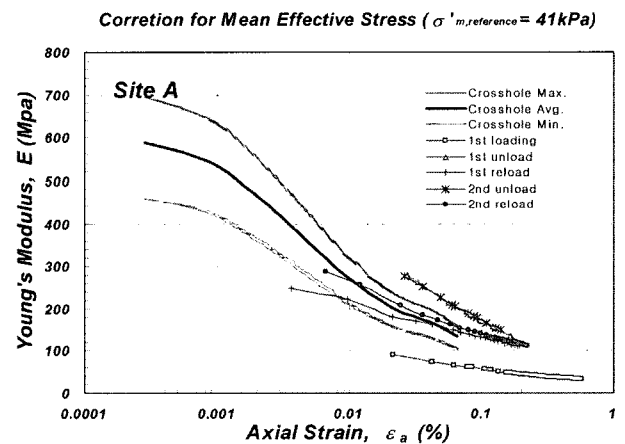


그림 6. 하중강도-침하량 곡선 일례(Site A)

로 환산하여 그림 7(b)에 나타내었다. 결과에서 알 수 있듯이 두 시험의 응력상태를 같게 보정하면 평판재하시험으로부터 구한 재재하 단계에서의 변형계수와 크로스홀 시험으로부터 구한 결과가 비교적 잘 일치 하는 것을 알 수 있다. 또한, 평균유효응력의 보정으로 인해, 평판재하시험에서의 재재하단계 변형계수와 역재하단계 값 사이의 차이도 보정전에 비해 현저하게 감소함을 알 수 있다. 그러나 여전히 재재하단계의 값과 역재하단계 결과 사이에는 차이가 발생하는데 이러한 이유는 평균유효응력 이외에도 하중반복횟수에 따른 소성변형의 증가에 원인이 있을 수 있다(권기철, 2004). 또한 소성변형의 증가 이외에도 하중의 재하 방향에 따라서 입자 배열의 양상이 바뀌어 각 단계에서의 탄성계수에 영향을 줄 가능성도 있다. 따라서, 평판재하시험으로부터 현장 변형계수를 산정할때는 실내시험에서 결정하는 재재하단계에서 평가값이 설계값과 비교하기에 보다 합



(a) 평균유효주응력 보정 전



(b) 평균유효주응력 보정 후($\sigma'_{m,reference} = 41kPa$)

그림 7. 반복식 평판재하시험과 크로스홀시험으로부터 얻은 현장 변형특성(Site A)

리적이라 판단된다.

Site B에서도 역시 반복식 평판재하시험으로부터 평판직경의 깊이에 해당하는 지점에서 변형계수를 구하였고, 크로스홀 시험과 공진주시험으로부터 현장 변형 특성을 구하여 그림 8에 나타내었다. Site B의 결과 역시 응력상태를 같게 보정해주면 평판재하시험 결과가 크로스홀 시험으로부터 구한 변형계수의 범위내에서 일치함을 알 수 있다.

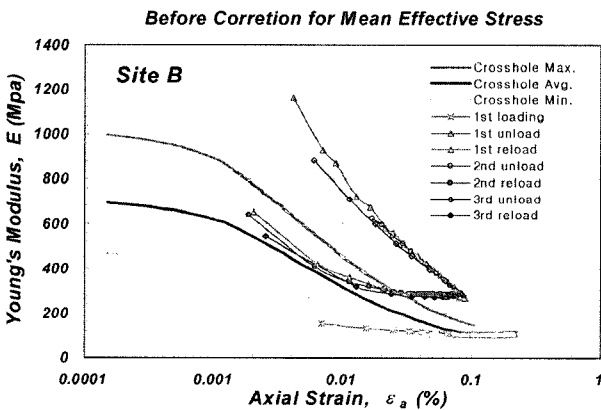
이상의 결과로부터 평판재하시험의 초기재하단계에서는 단부오차 및 상당량의 소성변형이 포함되어 변형계수를 산정함은 무리가 있지만, 재하단계의 결과로부터는 중간변형을 영역의 변형특성을 신뢰성 있게 평가할 수 있는 가능성을 살펴보았다. 따라서 응력상태를 고려하여 기준 평균유효응력으로 보정해주면 탄성파시험 및 삼축시험 또는 반복재하식 M_R 시험으로부터 구한 설계 변형계수와 비교도 가능하리라 판단된다.

4.2.2 변형률 영향계수의 영향

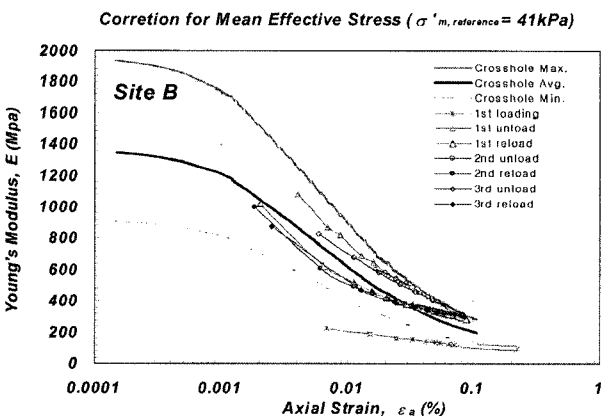
평판재하시험으로부터 변형률 산정시 고려하는 변형률 영향계수를 살펴보면 그림 2에 나타난 바와 같이 평판재하시험의 유효영향 깊이 내에서 최대 0.6의 값을, 평균 0.325의 값을 나타낸다. 그러나 평판재하시험의 영향깊이 내에서 정확한 대표적인 수직변형률을 단순히 평균적으로 결정하기는 무리가 따른다. 앞서 살펴 보았듯이, 평판재하시험으로부터 현장의 변형특성을 합리적으로 구하기 위해서는 유효 영향깊이내의 한 대표 위치에서 시험중 유발되는 응력상태를 비교하고자 하는 기준응력상태로 보정해주는 것이 중요하다. 따라서, 대표적 수직변형률을 산정할 경우에도 그에 해당하는 위치에서의 응력상태를 고려하여 변형특성을 보정해주어야 한다.

즉, 유효영향깊이내의 노상토가 동일한 종류의 지반과 다짐조건으로 형성되었으면 대표 수직변형률을 정확히 결정하지 못하더라도 결정된 수직변형률에 해당하는 위치에서의 응력상태를 합리적으로 보정해주면 깊이별 동일한 변형특성을 얻을 수 있을 것이다. 본 논문에서는 평판재하시험으로부터 구하고자 하는 노상의 대표적 변형특성을 평판재하시험 영향깊이의 중앙인 평판의 직경(B)에 해당하는 위치에서 결정하고자 변형률 영향계수, $I_z=0.4$ 로 정하였다.

평판재하시험으로부터 변형률 영향계수 결정의 영향을 알아보기 위하여 변형률 영향계수를 0.6, 0.4, 0.2로 구분하여 적용하였다. 그림 9(a)에 평판의 직경에 해당하는 0.3m 깊이에 해당하는 동일한 응력상태로부터 평균유효응력 41kPa로 보정해주고, 변형률 영향계수를 다르게 평가한 결과를 나타내었다. 한편, 그림 9(b)는 각각의 변형률 영향계수에 해당하는 상이한 깊이의 응력상태로부터 평균유효응력 41kPa로 보정해준 결과를 나타낸다. 결과를 살펴보면 그림 9(a)의 경우에는 변형률 영향계수 값이 커질수록 변형계수가 크게 산정되는 것을 알 수 있다. 하지만 그림 9(b)에 나타난 결과는 각 변형률 영향계수에 상관없이 거의 동일한 변형특성을 나타낼 수 있다. 즉, 평판의 유효영향깊이(2B)내의 동일한 지반일 경우에는 구하고자하는 대표깊이에 해당하는 변형률 영향계수를 적용하고 그 위치에서의 응력상태를 고려하여 기준 평균유효응력으로 보정된 변형특성을 평가하는 것이 바람직하다.

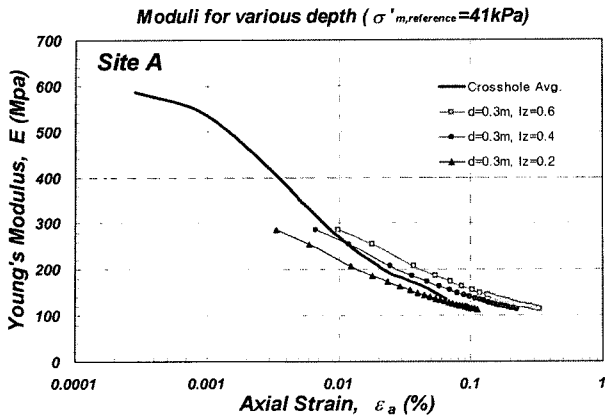


(a) 평균유효주응력 보정 전

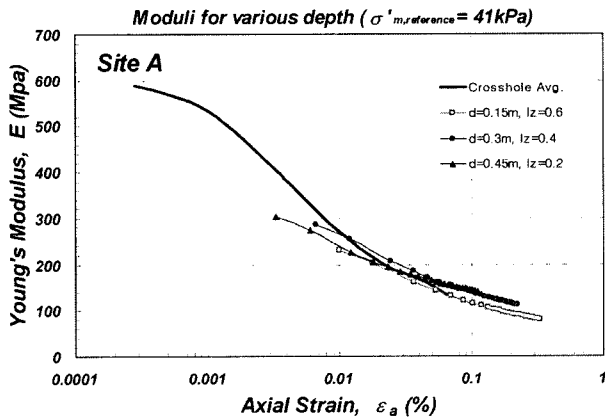


(b) 평균유효주응력 보정 후 ($\sigma'_{m, reference} = 41kPa$)

그림 8. 반복식 평판재하시험과 크로스홀시험으로부터 얻은 현장 변형특성(Site B)



(a) 동일 깊이에서 변형을 영향계수를 다르게 평가한 결과



(b) 변형을 영향계수에 해당하는 각 깊이에서 평가한 결과

그림 9. 변형을 영향계수의 결정에 관한 영향성 검토

4.2.3 반복식 평판재하시험을 통한 현장 함수비 변화에 따른 변형계수 평가

일반적으로 노상토를 비롯한 포장 하부구조의 재료의 변형특성은 온도 및 함수비와 같은 환경영향, 특히 함수비에 영향을 많이 받는 것으로 알려져 있다. 노상과 같이 지표면 근처의 지반은 불포화상태이며 이와 같은 지반의 강성은 모관흡수력(suction)과 관련이 깊은 계절적 함수비 변화에 크게 영향을 받는다(Kim 등, 2003). 따라서, 동일한 지반 조건에서 함수비 변화에 따른 제안된 평판재하시험 해석기법의 적용성을 알아보기 위하여 하나의 노상 현장(Site C)에서 함수비가 변화한 날짜별로 3번에 걸쳐 평판재하시험 및 크로스홀 시험을 수행하였다. 함수비가 변화한 날짜별로 Site C-1, C-2, C-3으로 분류하였으며, 수동식 오거로 각 깊이별로 흙을 채취하여 함수비를 측정하였다. C-1, C-2는 강우에 의해 함수비가 증가한 경우이고, C-3은 그 후 함수비가 감소하였을 때 현장조건을 나타낸다.

각 함수비가 다른 날짜별로 수행한 평판재하시험의 변

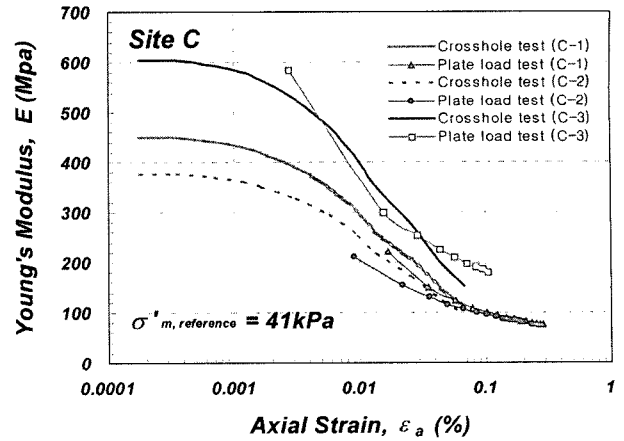


그림 10. 반복식 평판재하시험으로부터 구한 날짜별 현장함수비에 따른 변형특성(Site C)

형계수와 크로스홀시험 및 공진주시험으로부터 얻은 현장 변형특성을 비교하여 그림 10에 나타내었다. 평판재하시험의 결과는 재재하단계에서 평판의 직경(B)에 해당하는 위치의 변형을 영향계수, $l_z=0.4$ 를 사용하였으며 평균 유효응력 41kPa일때의 변형계수로 보정하였다. 크로스홀 시험 결과 역시 평판의 영향깊이 (2B)내에서의 평균값을 평판 직경 위치에서의 응력상태를 고려하여 평균유효응력 41kPa일때의 변형계수로 보정하여 비교하였다. 그림 10에 나타난 결과를 살펴보면, 두 시험결과가 중간변형을 영역에서 비슷한 변형특성을 나타냄을 알 수 있다. 함수비에 따라서는 함수비가 감소함에 따라 변형계수가 크게 나타났는데, C-2와 C-3을 비교해보면 함수비가 2%정도 차이가 나지만 변형계수는 상당히 큰 차이를 나타내었다. 따라서, 함수비 변화와 같은 현장조건에서의 변형계수 측정연구는 매우 중요하며, 평판재하시험으로 현장 조건에 따른 변형계수 측정이 가능함을 확인 할 수 있었다. 향후, 보다 다양한 지반 및 현장조건에서의 변형특성 연구와 실내시험 연구의 비교가 필요할 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 반복식 평판재하시험을 수행하여 평판에 유발된 응력과 침하량으로부터 노상토의 중간변형을 영역(0.01%~0.1%)에서 신뢰성 있는 변형계수를 측정하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- (1) 현장 변형계수를 산정하기 위한 새로운 평판재하시험 방법과 해석법을 제안하였다. 일상적인 평판재하시험을 이용하여 하중단계를 보다 세밀히 하고,

반복하중을 적용하여 응력상태를 고려하면 현장조건에서 포장체가 경험하는 중간변형률 영역의 신뢰성 있는 변형계수 산정이 가능함을 알 수 있었다.

- (2) 각 시험간의 응력상태를 무시할 경우, 반복식 평판재하시험으로부터 구한 변형계수가 크로스홀시험으로부터 산정한 변형계수보다 크게 나타났다. 이것은 각 시험 사이의 응력 상태가 차이가 나기 때문이며 평균유효응력을 고려하여 동일한 기준 평균유효응력으로 보정한 결과, 변형률에 따른 탄성계수의 감소경향 및 크기가 비슷하게 나타남을 알 수 있었다. 한편, 초기재하단계에서는 단부오차와 소성변형이 크게 발생하여 신뢰성 있는 결과를 얻기 어려웠다.
- (3) 평판재하시험의 유효영향깊이내에서 노상토가 동일한 종류의 지반과 다짐조건으로 형성되었다면, 대표 변형률을 정확히 결정하지 못하더라도 결정된 변형률에 해당하는 위치에서의 응력상태를 합리적으로 보정해준다면 깊이별 동일한 변형특성을 얻을 수 있음을 알 수 있었다.
- (4) 반복식 평판재하시험으로부터 현장의 함수비 변화에 따른 변형계수를 추정한 결과, 크로스홀시험으로부터 유추한 변형계수와 비슷한 경향을 나타내었으며 함수비의 감소에 따라 변형계수 증가가 뚜렷이 나타남을 알 수 있었다. 즉, 현장의 환경조건의 변화에 따라서도 제안된 평판재하시험 해석기법의 적용성이 확인 되었다.

감사의 글

본 연구는 한국건설교통기술평가원에서 주관하는 건설핵심기술연구개발사업의 수탁과제인 “불포화 사면 및 다짐지반 최적화 표준설계를 위한 지반정수 산정 기술(04핵심기술A01-08)”과 건설교통부 수탁과제인 “한국형 포장 설계법 개발과 포장 성능 개선 방안 연구”의 일부 성과물로 이에 감사를 표합니다.

참고 문헌

1. 건설교통부 (2004), *한국형 포장설계법 개발과 포장성능 개선방안 연구. 포장 하부구조 설계입력변수 정량화*.
2. 권기철 (1999), *변형특성을 고려한 노상토 및 보조기층 재료의 대체 M_R 시험법*, 박사학위논문, 한국과학기술원.
3. 권기철 (2004), “국내 보조기층 재료의 변형특성을 고려한 전체 변형률 영역의 구성모델 개발”, *한국도로학회논문집*, 제6권, 제3호, pp.65-77.

4. 김동수, 추연옥 (2001), “공진주 시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적 변형특성”, *한국지방공학회지*, Vol.17, No.5, pp.115-128.
5. Bowles, J. E. (1997), *Foundation Analysis and Design*, fifth edition, McGraw-Hill, pp.501-506.
6. Hardin, B. O. and Drenevlch, V. P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils: measurements and parameter effects”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.98, No.6, pp.663-624.
7. Kim, D.S., Kweon, G. C., and Lee, K. H. (1997), “Alternative method of determining resilient modulus of compacted subgrade soils using free-free resonant column test”, *Transportation Research Record* 1557, pp.62-69.
8. Kim, D.S., Seo, W.S., and Kim, M. J. (2003), “Deformation Characteristics of Soils with Variations of Capillary Pressure and Water Content”, *Soils and Foundation*, Vol.43, No.4, pp.71-79.
9. Kweon G. C. and Kim D. S. (2000), “Deformational Characteristics of Subgrade Soils in Korea”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.4, No.2, pp.83-90.
10. Lamb, T.W. and Whitman, R.V. (1979), *Soil Mechanics*, SI version, John Wiley & Sons, pp.100-105.
11. Lee, N. J., Stokoe II, K.H., McNerney, M. T., and McCullough, B. F. (1998), “In Situ Evaluation of Layer Stiffnesses of Airport Pavements by Crosshole Seismic Tests”, *Transportation Research Record* No. 1639, pp.62-72.
12. Ping, W. V. and Ge, L. (1997), “Field Verification of Laboratory Resilient Modulus Measurements on Subgrade Soils”, *Transportation Research Record* No. 1557, pp. 53-61.
13. Ping W. V. and Ge, L., and Goodwin, H.(1995), “Evaluation of Pavement Layer Moduli Using Field Plate Bearing Load Test”, *Transportation Research Record* No. 1501, pp.39-49.
14. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970), *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamics Response Analysis*, Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Reseach Center, Univ. of California, Berkeley.
15. Seed, H. B., Robert, T. W., Idriss, I. H., and Tokimatsu, K. (1984), *Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils*, Earthquake Engineering Reseach Center, Univ. of California, Berkeley, UCB/EERC-84/14.
16. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. (1986), “Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.11, pp.1016-1032.
17. Schmertmann, J. H. (1970), “Static Cone to Compute Settlement over Sand”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.96, No.SM3, pp.1011-1043.
18. Schmertmann, J. H., Hartmann, J. P., and Brown, P. R. (1978), “Improved Strain Influence Factor Diagrams”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.104, No.GT8, pp. 1131-1135.
19. Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992), “Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests”, Key Note Lecture for Session No. 1, *The 9thAsian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok, pp.101-170.
20. Vucetic, M. (1994), “Cyclic Threshold Shear Strains in Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, No.12, pp.2208-2228.

(접수일자 2005. 4. 8, 심사완료일 2005. 7. 28)