

# 실트질 모래지반의 비선형 강도 및 강성도 추정법

## Estimation of Non-linear Strength and Stiffness for Silty Sands

이 경 숙<sup>1</sup> Lee, Kyung-Sook  
김 현 주<sup>2</sup> Kim, Hyun-Ju  
이 준 환<sup>3</sup> Lee, Jun-Hwan

### Abstract

In general typically granular soils contain a certain amount of fines. It is also widely recognized that foundation soils under working loads show highly non-linear behavior from very early stages of loading. In the present study, a series of laboratory tests with sands of different silt contents are conducted and methods to assess strength and stiffness characteristics are proposed. Modified hyperbolic stress-strain model is used to analyze non-linearity of silty sands in terms of non-linear Degradation parameters  $f$  and  $g$  as a function of silt contents and Relative density  $D_R$ . Stress-strain curves were obtained from a series of triaxial tests on sands containing different amounts of silt. Initial shear modulus, which is used to normalize Degradation modulus of silty sands, was determined from resonant column test results. From the laboratory test results, it was observed that, as the Relative density increases, values of  $f$  decrease and those of  $g$  increase. In addition, it was found that values of  $f$  and  $g$  increase and decrease respectively as a Skeleton void ratio ( $e_{sk}$ ) increases.

### 요 지

일반적으로 현장지반은 대부분 일정량의 세립분을 포함하고 있으므로 세립분 함유량을 고려한 지반 거동에 관한 연구가 요구된다. 이와 더불어, 기초 지반은 하중초기단계부터 상당한 비선형 거동특성을 나타내고 있어, 응력단계에 따른 지반의 비선형성 또한 매우 중요한 고려사항이다. 본 연구에서는 일련의 실내시험을 수행하여 지반의 전단강도 및 비선형 감쇠 특성을 도출하고자 하였으며, 수정 Hyperbolic 모델을 적용하여 분석된 실트질 모래 지반의 비선형 거동특성은 실트함유량과 상대밀도에 의해 정량화되었다. 실트질 모래 시료의 응력-변형률 곡선을 도출하기 위해 세립분 함유량을 변화시켜가며 일련의 삼축압축시험이 수행되었다. 또한 비선형 특성의 정규화에 요구되는 미소변형률 구간의 초기전단탄성계수의 도출을 위해서 삼축압축시험의 시료조건과 유사한 시료에 대해 공진주시험이 수행되었다. 또한 실트함유량별로 도출된 비선형 특성치는 상대밀도의 영향이 가장 큰 것으로 나타났으며, 상대밀도 증가에 따라 파괴시의 탄성계수의 비인  $f$ 값은 감소하고, 지반강성도 감쇠율을 나타내는  $g$ 의 경우 증가하는 경향을 나타내었다. 이와 더불어 비선형 특성치를 상대밀도  $D_R$ 을 간극비로 환산한 절대적 간극비  $e_{sk}$ 에 따른 정량화 결과의 경우,  $e_{sk}$ 의 증가에 따라  $f$ 값은 증가하고  $g$ 값은 감소하는 경향을 나타내었다.

**Keywords :** Degradation parameters, Hyperbolic model, Relative density ( $D_R$ ), Silty sand, Skeleton void ratio ( $e_{sk}$ )

### 1. 서 론

기초구조물의 설계 및 해석 시에 구조물의 안정성 및

기능성 확보는 중요한 고려사항이다. 일반적으로 실제 설계에 적용되는 지반거동은 대부분 선형탄성거동으로 가정되고 있으나, 실제 하중 하의 기초지반은 하중

1 정희원, 현대건설(주) 토목설계실 지반팀 사원 (Member, Engineer, Department of Geotech. Design, Hyundai Engrg. & Construction Co., Ltd)

2 정희원, 연세대학교 건설공학연구소 연구원 (Researcher, School of Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ.)

3 정희원, 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ., junlee@yonsei.ac.kr)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

초기 단계부터 상당한 비선형 응력-변형률 거동을 나타내게 된다. 지반의 비선형 거동에 관한 연구는 여러 학자들에 의해 수행되어 왔으며, 이중 Kondner(1963)는 응력-변형률 간의 상관관계를 순수한 Hyperbolic 함수로 표현하였고, Duncan과 Chang(1970)은 무한한 변형률이 발생해야 파괴강도에 다다른 기존 Hyperbolic의 한계점을 보완하여 수정된 Hyperbolic 응력-변형률 관계를 제안하였다. 이후 보다 실질적인 지반의 비선형 거동 특성을 나타내고자, Fahey와 Carter(1993)와 Lee와 Salgado(1999)는 각각 2차원, 3차원의 응력상태에 해당하는 수정 Hyperbolic 모델을 제안하였다. 이들 모델은 응력단계에 따른 탄성계수의 감쇠특성을 주된 비선형인자로 간주하고 있으며, 이에 적용된 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 는 각각 파괴상태에서의 감쇠비와 응력단계별 감쇠율을 나타낸다.

실제 지반의 구성은 일반적으로 다양한 입자로 구성된 혼합토의 형태로 존재하고 있다. 특히 국내 내륙지역에 산재한 풍화토의 경우 모래, 자갈 등의 조립토와 세립분이 주된 구성입자이며, 이러한 지반 구성상태는 강도 및 강성도의 특성변화 산정에 고려되어야 한다. 순수 모래질 흙의 경우 많은 연구결과와 경험관계식들이 제안되어 왔으나, 실트와 같은 세립분이 함유되어 있는 흙은 순수 모래와는 상이한 거동 차이를 나타내며 세립분 함유량에 따라 정량적 차이 또한 상당할 수 있다. 본 연구에서는 세립분 함유량에 따른 응력-변형률 곡선상의 파괴시 강도 및 앞서 언급된 탄성계수의 비선형 감쇠특성 변화를 고찰하고 정량화하고자 한다. 이를 위해 삼축압축시험, 공진주시험, 기본물성시험 등 일련의 실내시험이 수행되었으며, 시험에서 얻어진 결과를 토대로 지반의 비선형 강도 및 강성도 특성을 분석하고자 한다.

## 2. 사질토 지반의 강도 및 비선형 응력-변형률 특성

### 2.1 미소변형률 구간의 초기전단탄성계수 산정법

일반적으로 사질토의 초기미소변형률 구간은 전단변형률의 경우  $10^5 \sim 10^6\%$  이하의 매우 좁은 범위를 의미하며, 이와 같은 초기미소변형률 구간에서는 선형탄성 거동을 대표하는 초기전단탄성계수  $G_0$ 로 정의될 수 있다(Shibuya 등 1992). 초기전단탄성계수의 측정방법에는 크로스홀 테스트 등과 같은 현장시험과 공진주시험 등의 실내시험을 통한 방법이 있으며, 이 외에도 여러 학자들에 의해 제안된 초기전단탄성계수 산정을 위한 다양

한 경험식들이 사용되어져 왔다(Janbu 1963, Hardin과 Richart 1963, Baldi 등 1989, Salgado 등 1997). 일반적으로 조립토의 초기전단탄성계수는 간극비, 구속압 등의 함수로 표현되어 있으며, Hardin과 Black(1966)이 제안한 초기전단탄성계수 산정 경험식은 식 (1)과 같다.

$$G_0 = C_g \frac{(e_g - e_o)^2}{1 + e_o} \left( \frac{\sigma'_m}{p_A} \right)^{n_g} \quad (1)$$

여기서,  $C_g$ ,  $e_g$ ,  $n_g$  = 지반 고유성질과 관련된 무차원 물질상수,  $e_o$  = 압밀 후 초기간극비,  $p_A$  = 정규화에 적용된 기준 압력(=100kPa),  $\sigma'_m = p_A$ 와 같은 단위의 평균 유효 응력이다. Hardin과 Richart(1963)는 원주형 시료로 성형한 둥근 입자의 Ottawa 모래와 각진 입자의 Ottawa 모래를 대상으로 하여 미소변형률 구간의 전단탄성계수 획득을 위한 일련의 공진주 시험을 수행하였으며, 식 (1)에 적용된 매개변수  $e_g$ 의 경우 0.8 이하의 간극비를 지닌 둥근 입자의 Ottawa 모래에 대해서는 2.17, 각진 입자의 Ottawa 모래에는 2.97의 값을 제시하였다.

### 2.2 3차원 응력상태를 고려한 비선형 Hyperbolic 모델

응력-변형률 관계를 Hyperbolic 함수로 정의한 Hyperbolic 모델은 흙 요소의 비선형 거동을 나타내기 위해 지반공학 분야에서 가장 널리 사용되어져 온 모델 중 하나이다(Kondner 1963, Duncan과 Chang 1970). 비선형 Hyperbolic 응력-변형률 모델은 선형 탄성구간을 제외한 비선형 특성을 임의의 응력 혹은 변형률 수준에서 결정되는 할선 탄성계수의 변화추이로서 표현하고 있으며, 정량적 및 정성적 변화추이 특성은 상대밀도, 실트함유량 및 응력 상태 등의 지반조건에 따라 달라지게 된다. 현재 가장 대표적 Hyperbolic 응력-변형률 모델로 간주되는 Duncan과 Chang(1970)의 모델은 전단응력 및 변형률 관계를 이용하여 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma \cdot R_f}{\tau_{\max}}} \quad (2)$$

여기서,  $G_0$  = 미소변형률 구간에서의 초기전단탄성계수,  $\tau$ 와  $\tau_{\max}$  = 각각 현재 및 파괴 상태의 전단응력,  $\gamma =$  현재 상태의 전단 변형률이다.  $\tau = G \cdot \gamma$ 를 식 (2)에 적용하면 식 (3)으로 변형가능하다.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - R_f \frac{\tau}{\tau_{\max}} \quad (3)$$

여기서,  $G$  = 현재상태에서의 할선 전단탄성계수이다. 식 (3)은 초기의 최대전단탄성계수  $G_0$ 를 기준으로 한 전단응력 단계의 변화에 따른 지반강성도의 선형감쇠현상을 나타내고 있다. 그러나 정적 혹은 의사정적인 하중 상태에서 실제지반의 탄성계수 감쇠특성은 선형 형태가 아닌 비선형 형태로 나타난다.

Fahey와 Carter(1993)은 실제로 관찰되는 비선형 탄성계수 감쇠관계를 표현하기 위해 수정 Hyperbolic 모델을 제안하였으며, 식 (4)로 표현된다.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left( \frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad (4)$$

여기서,  $f$ 와  $g$  = 파괴비율과 감쇠율이다. 식 (4)의 매개변수  $f$ 는 Duncan과 Chang(1970)의 지반모델인 식 (3)의  $R_f$ 와 같은 역할이며, 매개변수  $g$ 의 경우 응력단계에 따른 초기전단탄성계수의 감쇠곡선의 형상을 결정한다(Lee와 Salgado 1999). 그러나, Fahey와 Carter(1993)가 제안한 모델은 2차원 응력상태만을 구현하고 있어 실제 지반의 응력상태의 구현에는 한계가 있으므로, Lee와 Salgado(2000)는 비선형 거동 및 3차원 응력상태 등을 포함한 실질적 지반거동을 표현하기 위하여 식 (5)과 같은 관계를 제안하였다.

$$\frac{G}{G_0} = \left[ 1 - f \left( \frac{\sqrt{J_2} - \sqrt{J_{2o}}}{\sqrt{J_{2\max}} - \sqrt{J_{2o}}} \right)^g \right] \left( \frac{I_1}{I_{1o}} \right)^{n_g} \quad (5)$$

여기서,  $J_2, J_{2o}, J_{2\max}$  = 현재, 초기 및 파괴상태에서의 이차 축차응력텐서 불변량,  $I_1, I_{1o}$  = 현재 및 초기상태에서의 이차 응력텐서의 일차 불변량,  $n_g$ =지반고유변수이다. 식 (5)의  $n_g$ 는 이전 절에서 기술한 Hardin과 Black(1966)의 초기전단탄성계수 산정시 적용되는 매개변수로서, 초기전단계수에 미치는 구속압의 영향을 나타낸다. 식 (5)에 나타난 지반요소의 3차원 비선형 응력-변형률 관계는 탄성계수 감쇠비 및 응력단계별 감쇠율인  $f$ 와  $g$ 의 영향을 받고 있으며, 전단응력, 구속압을 포함한 3차원 응력상태 및 흙의 상태변수와 고유변수 등 다양한 인자의 영향을 모두 고려하고 있어 실질적인 비선형 거동 표현이 가능하다.

### 2.3 사질토의 강도특성 및 다일러턴시

상대밀도  $D_R$ 은 사질토 지반의 느슨하고 단단한 상태를 구분할 수 있는 중요 물성치로서, 축방향 변형률이 증가

하여 소성 변형이 발생하는 동안 조밀한 사질토는 부피가 증가하는 팽창거동을 나타내지만, 느슨한 사질토의 경우 부피가 감소하는 수축거동을 나타낸다. Reynolds(1885)는 이와 같은 거동을 다일러턴시(dilatancy)라는 용어로 처음 정의하였으며, 사질토의 최대 내부마찰각은 한계상태의 내부마찰각과 다일러턴시각으로 나타낼 수 있다 (Bolton 1986, Salgado 등 2000). 여기서 한계상태의 내부마찰각은 지반의 고유상수로서 응력상태나 상대밀도의 영향을 받지 않는 불변량이며, 다일러턴시각은 지반의 구속응력, 상대밀도 등의 지반상태에 따라 변화하는 상수이다. 최대 내부마찰각을 산정하기 위해 Bolton(1986)이 제안한 관계식은 식 (6)~(8)은 다음과 같다.

$$\phi'_{peak} = \phi'_{crit} + 0.8 \cdot \psi_p \quad (6)$$

$$\psi_p = \begin{cases} 6.25 I_R & \text{plane-strain} \\ 3.75 I_R & \text{triaxial} \end{cases} \quad (7)$$

$$I_R = I_D \left[ Q - \ln \left( \frac{100 p'_v}{p_A} \right) \right] - R \quad (8)$$

여기서,  $\phi'_{peak}, \phi'_{crit}$  = 각각 최대 및 한계상태 시 내부마찰각,  $\psi_p$  = 최대 다일러턴시각,  $I_R$  = 다일러턴시 지수,  $I_D$  = 상대밀도 (0~1),  $p'_v$  = 최대축차응력 지점에서의 평균 유효응력,  $Q, R$  = 지반의 고유변수이다. 식 (6)~(8)에서 보는 바와 같이 사질토지반의 파괴강도는 일정한 값이 아니라, 지반의 고유변수인  $Q, R$ 과 더불어 지반 및 응력상태에 따라 달라지는 비선형특성을 나타내고 있다. 따라서 지반강도의 정량적 평가를 위해서는 주어진 지반의 물리적 상태뿐만 아니라  $Q, R$ 과 같은 고유변수의 정량적 값 역시 필요하다.

### 3. 시험결과 및 고찰

본 연구의 대상은 대표적 국내지반인 주문진 표준사(이하 표준사)와 실트의 혼합구성체를 대상으로 하였으며, 실트함유량은 시료 총중량의 0, 5, 10, 15, 20%로 설정하여 다양한 입자구성에 따른 영향을 고려하였다. 다양한 실트함유량으로 구성된 혼합시료의 특성을 파악하기 위해 수행된 기본물성시험으로는 체분석시험, 비중시험, 최대 및 최소 건조밀도 시험이 있으며, 혼합구성체 구성의 특성파악을 위해 SEM 분석이 별도로 수행되었다. 또한 세립분에 따른 시료의 전단강도, 강성도 등의 지반특성을 분석하기 위하여 삼축압축시험이 수행되었다. 지반의 비선형 특성인 탄성계수 감쇠특성 도출시 요구되는 초기전

단탄성계수는 김현주(2005)에 제시된 초기단탄성계수 산정 매개변수를 적용하여 본 연구의 각 시험조건에 부합하는 초기단탄성계수를 재산출하였다.

### 3.1 대상시료 및 기본물성시험

본 연구의 대상 시료로는 표준사와 입경 No. 200체를 통과한 비소성(non-plastic) 실리카 분말인 실트가 사용되었다. 표준사는 국내 연구 자료로 활용되는 대표적인 사질토로, 기본적인 물성이 널리 알려져 있어 기존자료와의 비교 및 적용성이 높다. 본 연구에서는 다양한 실트함유량이 혼합된 모래질 지반의 영향을 고려하고자, 시료 총중량에 대한 실트의 중량비가 0, 5, 10, 15, 20%가 되도록 혼합시료를 구성하고 각 시료에 대해 수행한 체분석 시험, 최대 및 최소단위중량 시험 및 비중시험 등의 기본물성시험 결과를 분석하였다. 실트함유량별 시료를 대상으로 도출된 기본물성시험 결과는 표 1에 나타내었다. 비중값의 범위는 평균적으로 2.61~2.64 사이에 분포

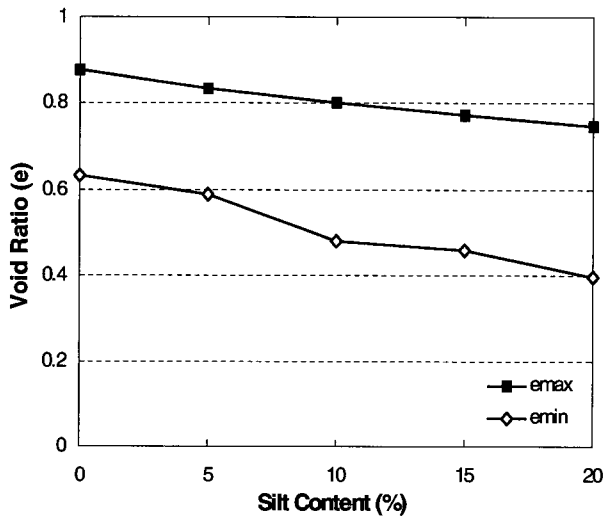


그림 1. 실트함유량에 따른 간극비의 변화

하고 있으며, 실트함유량이 증가할수록 비중값은 증가하여 실트의 비중과 비슷해지는 경향을 나타내고 있다. 표 1과 그림 1에서 보는 바와 같이 실트함유량 증가에 따라 최대 및 최소간극비는 감소함을 알 수 있다. 측정된 실트함유량 20%의 최대 및 최소 간극비는 표준사의 최대 및 최소 간극비인 0.878과 0.631을 기준으로 볼 때 각각 37, 15% 감소하는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 이와 같은 입도구성의 변화를 보다 자세히 관측하기 위하여, SEM(Scanning Electron Microscope)을 수행하였으며 그림 2에 나타난 바와 같다. 각각 50배로 확대한 표준사와 실트를 나타낸 그림 2(a)와 (b)에서 볼 수 있듯이, 표준사 입자는 확연히 분별 가능한 반면, 실트 시료 입자는 확대 사진으로도 파악할 수 없을 만큼 상당한 입경 차이를 나타내고 있다. 그림 2(c)는 동일한 실트 시편에 대해  $2 \times 10^3$ 배 확대하여 재촬영한 사진이다. 그림 2(a), (c)를 비교해 보면 표준사의 경우 비교적 둥근(round) 형상을 띄고 있으나, 실트의 형상은 각진

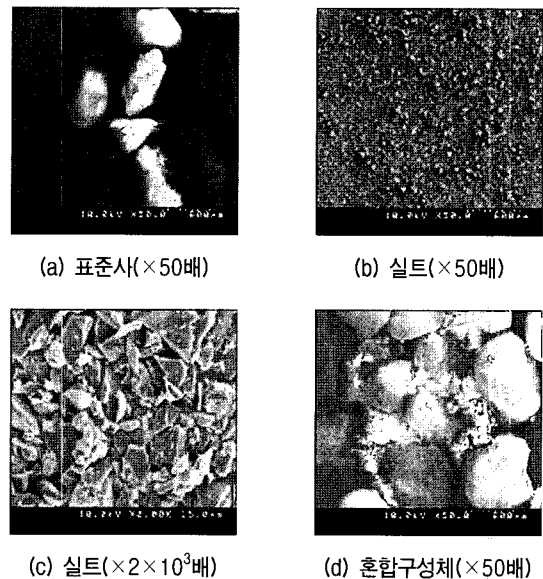


그림 2. SEM 촬영사진

표 1. 기본물성시험 실험결과

	$G_s$	$\gamma_{d,max}$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{d,min}$ ( $kN/m^3$ )	$e_{max}$	$e_{min}$	$D_{10}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u$
실트	2.64	-	-	-	-	-	-	-
표준사	2.61	15.69	13.63	0.878	0.631	0.43	0.63	1.47
표준사 + 실트 5%	2.62	16.18	14.02	0.832	0.588	0.38	0.59	1.55
표준사 + 실트 10%	2.62	17.36	14.27	0.801	0.490	0.25	0.59	2.36
표준사 + 실트 15%	2.64	17.75	14.81	0.772	0.459	*	0.58	*
표준사 + 실트 20%	2.64	18.55	14.80	0.749	0.395	*	0.57	*

'-' : 실험을 수행하지 않음

'\*' : 물리적 특성에 의해 해당하는 값이 도출되지 않음

(angular) 형상으로 나타나고 있다. 표준사와 실트 10%의 혼합체로 구성된 시편에 대해 SEM 촬영을 시행한 그림 2(d)에서 확인할 수 있듯이, 실트와 표준사의 혼합구성체에서는 실트의 각진 부분이 모래입자간의 공극을 매우 미세한 부분까지 채울 수 있어 결과적으로 입자들 간의 맞물림 현상(interlocking)을 촉진시킬 것으로 판단된다.

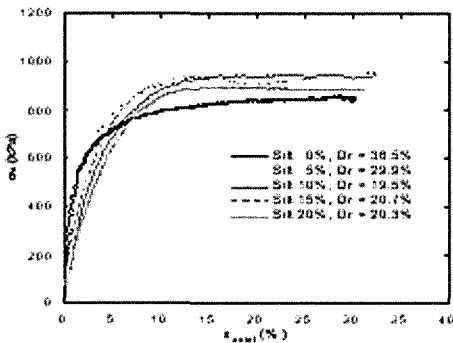
### 3.2 실트함유량별 강도 특성 및 정량화

#### 3.2.2 응력변형률 및 체적변화 특성

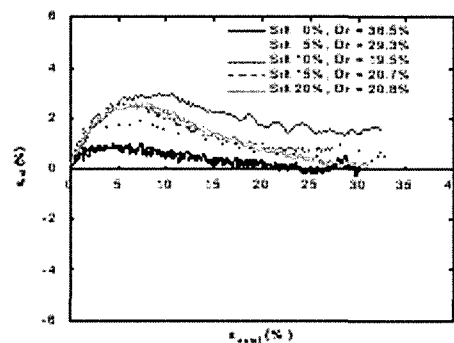
본 연구의 대상인 세립분이 함유된 지반의 비선형 응력-변형률 거동 특성 도출을 위해 압밀 배수조건인 삼축압축시험을 수행하였다. 삼축압축시험은 초기유효구속압을 100, 300kPa로 설정하여 다양한 지중심도의 영향을 반영하고자 하였고, 예상 상대밀도는 30%와 70%를 기준으로 하여 느슨하고 단단한 지반의 영향이 모두 고려되도록 하였다. 본 연구에 실제로 적용된 실험조건은 구속압 100kPa의 경우 상대밀도 구간은 21.1~32.4%와 60.1~71.1%이고, 구속압 300kPa하에서는 19.5~36.5%와 62.7~65.3%이며, 도출된 삼축압축시험의 시험결과는 낮은 지중심도

하의 느슨한 지반과 단단한 지반, 높은 지중심도 하의 느슨한 지반과 단단한 지반으로 분류시켰다. 본 연구의 실험결과를 통해 각 지반조건별 응력변형률 거동특성과 체적변형률 거동특성을 도출하였으며, 대표적인 응력-변형률 및 체적변형률 결과를 각각 그림 3과 4에 도시하였다.

그림 3은 구속압 300kPa, 상대밀도 19~36%의 지반에 대해 도출된 삼축압축실험 결과이다. 낮은 상대밀도를 지닌 느슨한 지반에서의 최대강도의 발현은 일반적으로 15~20%의 대변형률의 수준에서 발생한다. 그림 3(a)에 나타난 응력-변형률 곡선을 살펴보면, 순수 사질토 지반인 표준사 대상의 실험결과에 비해 실트질 지반의 최대 전단강도가 증가되고 있으며, 최대 축차응력이 발생하는 축변형률의 구간은 15~20%에 분포하고 있다. 그러나 실트함유량이 0에서 20%로 증가함에 따라 극한상태로 결정되는 지점의 축변형률은 20, 17, 17, 16, 15% 정도로 낮아지고 있어, 실트함유량이 증가함에 따라 파괴상태에 더 빨리 도달하는 것으로 나타났다. 그림 4는 구속압 100kPa, 상대밀도 60.1~71.1% 지반에 대한 삼축압축시험 결과이다. 그림 4에서 보는 바와 같이 파괴시 축차변형률은 순수 표준사의 경우 3~5% 부근으

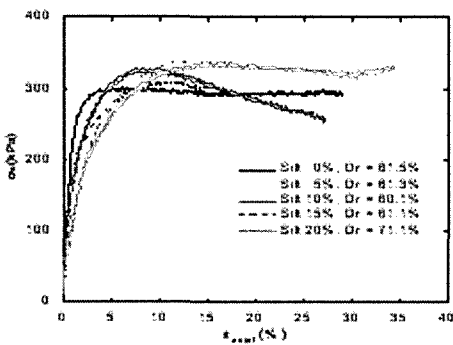


(a) 응력-변형률

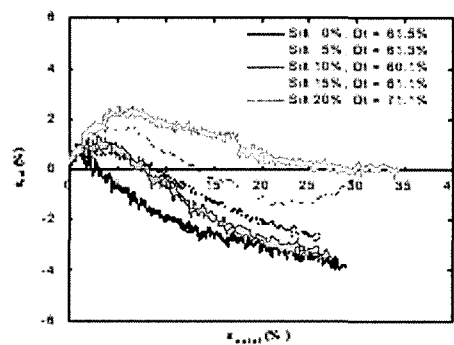


(b) 체적변형률 곡선

그림 3. 삼축압축결과(구속압 300kPa, 상대밀도 19~36%)



(a) 응력-변형률



(b) 체적변형률 곡선

그림 4. 삼축압축시험결과(구속압 100kPa, 상대밀도 60~71%)

로 나타났으나, 실트함유량 5% 이상의 시료에 대해서는 약 10%의 변형을 부근으로 나타나고 있음을 알 수 있다.

### 3.2.2 실트함유량에 따른 파괴 및 극한 마찰각

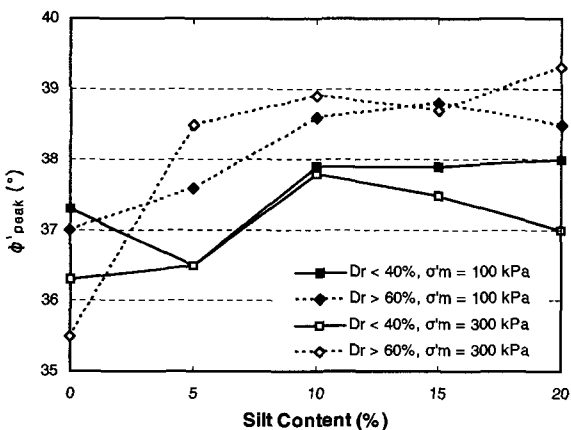
그림 3과 4에서 나타난 바와 같이, 파괴로 정의되는 최대강도 또는 최대마찰각이 발휘되는 변형을 범위는 지반 상태에 따라 달라짐을 알 수 있다. 조밀한 상태의 경우 연화현상을 동반하여 비교적 초기 변형을 범위에서 나타나며, 느슨한 상태의 경우 경화현상과 함께 상당한 변형을 발생시킬 수 있다. 상대밀도와 구속압에 따른 파괴시의 마찰각은 지반상태가 일정할 경우 일정한 값을 나타내는 상태변수로 판단가능하다. 반면 극한마찰각( $\phi'_{crit}$ )은 흙의 극한상태에서 발휘되는 강도정수로서, 체적변형률이 더 이상 발생하지 않는 상태에 해당된다. 특히, 극한마찰각은 흙의 고유변수로서 상대밀도, 구속압 등의 변수에 관계없이 입자상태 및 분포, 광물의 종류 등 흙이 가지고 있는 고유한 특성에만 관계한다. 일반적으로 이러한 극한상태는 대변형을 범위 이후에 대해 적용 가능하므로, 극한마찰각의 산정을 위해 변형을 25~30% 정도의 안정화된 지점에서의 축차응력 값을 사용하였다.

그림 5는 도출된 극한마찰각과 최대 마찰각의 변화추이를 도시한 것으로, 실트함유량 10%까지는 구속압과 상대밀도에 상관없이 일반적으로 최대마찰각의 증가추세가 관찰되었다. 이는 실트함유량이 높아짐에 따른 전단강도의 증가현상으로 해석가능하나, 실트함유량이 10%를 초과한 시료에 대해서는 뚜렷하게 일정한 경향을 나타내지 않았다. 실트함유량 10%를 초과하는 시료에 대해서 일정 경향이 나타나지 원인은 실트함유량 10% 부근까지 극한마찰각이 최대마찰각의 증가를 유도하나, 실

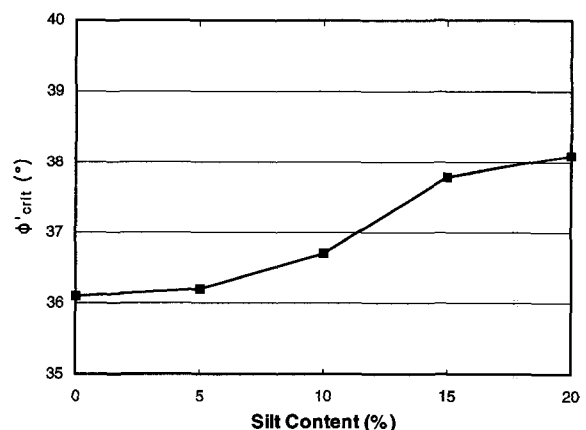
트함유량 10% 이후에는 극한마찰각 증가율 둔화로 인하여 일정한 최대마찰각 증가현상을 볼 수 없는 것으로 판단된다. 또한, 실트함유량 10% 이후에 일부 나타나고 있는 최대마찰각의 감소현상은 다일러턴시 현상으로 인한 다일러턴시각 변화에 의한 것으로 해석된다. 그림 5(b)에 나타난 실트함유량에 따른 극한마찰각의 추이의 경우, 실트함유량 증가에 따라 극한마찰각은 증가 경향을 나타내고 있으며, 실트함유량이 5~15%로 증가함에 따라 극한 마찰각은 급격히 커지고 있으나, 실트함유량이 15~20%이 증가함에 있어서는 증가율이 둔화되고 있다. 실험 결과를 바탕으로 실트함유량 10% 부근의 지반은 실트에 의해 입자들 배열이 점차 조밀해지며, 입자간 이동정도가 둔화되는 시점으로 판단되며, 실트함유량 10%를 대상으로 한 그림 2(d) 혼합구성체 SEM 사진의 모래 및 실트 입자의 배열 결과 역시 이를 뒷받침할 수 있다.

### 3.2.3 실트함유량별 다일러턴시 평가 및 정량화

본 연구에서는 앞서 기술된 삼축압축시험 결과를 토대로 실트함유량별 모래질 흙의 극한 마찰각과 최대마찰각 평가를 위한 Bolton(1986)의 다일러턴시 고유변수를 도출하였다. Bolton(1986)의 다일러턴시 고유변수 Q와 R은 흙의 지반의 지중깊이에 따른 구속압의 변화 및 지반의 상대밀도 등의 변화에 따른 다일러턴시각을 추정하기 위한 지반 고유의 물성이며, 지반의 구성상태에 따라 변화한다. 실트함유량의 변화에 따라 나타나는 최대 및 극한 마찰각의 값은 변화는 고유변수 Q와 R값 역시 변화시키므로, 지반의 특성을 고려한 전단강도의 정량적 추정을 위해 필히 요구되는 변수값이다. 이들 매개변수의 추정을 위해 식 (8)은 다음의 식 (9)과 같이 변형이 가능하다.



(a) 최대마찰각과 실트함유량과의 관계



(b) 극한마찰각과 실트함유량과의 관계

그림 5. 실트함유량에 따른 최대마찰각과 극한마찰각의 변화추이 곡선

표 2. 다일러턴시 계수 Q와 R

실트함유량(%)	Q	R	R <sup>2</sup>
0	5.61	-0.31	0.97
5	7.60	0.41	0.94
10	6.78	-0.14	0.95
15	6.73	0.18	0.97
20	6.32	0.06	0.94

$$I_R + I_D \ln\left(\frac{100p'_p}{p_A}\right) = I_D Q - R \quad (9)$$

본 연구에서는 식 (9)의 선형추세를 이용한 회귀분석 과정을 통해 대상시료의 Q와 R 값을 도출하였다. 식 (9)의 좌항은 다일러턴시각과 구속압에 의한 증분이 포함되어 있으며, 상대밀도 및 구속압에 따라 일정하게 나타난다. 또한 상대밀도로 구성된 식 (9)의 우항 값은 일정 선형관계로 나타나므로, 선형회귀분석을 통한 Q와 R값을 도출하였으며, 도출된 다일러턴시 매개변수 Q, R은 표 2에 제시하였다.

식 (9)의 우항 선형관계에 가장 직접적인 영향을 주는 고유변수 Q의 증가는 다일러턴시각의 증가로 나타난다. 표 2에서 순수 표준사의 Q값은 5.61의 값을 가지고, 실트함유량 5% Q값의 경우 7.60로 크게 증가하고 있다. 그러나 실트함유량이 5% 이상으로 증가함에 따라 Q의 값은 감소하고 있다. 이러한 경향을 바탕으로 실트함유량 별 다일러턴시 지수를 분석한 결과 순수 사질토의 경우에 비해 실트 5% 시료의 다일러턴시 경향이 높으며, 이후 실트함유량의 증가는 다일러턴시의 감소로 이어진다. 이는 그림 5(b)의 극한마찰각의 증가율이 실트함유량 5% 이후 급격히 증가하여 결과적으로 다일러턴시 각이 작아짐에 기인하는 것으로 판단되며, 실트함유량의 증가는 다일러턴시 경향을 감소시키는 것으로 추정된다.

#### 4. 실트함유량에 따른 비선형 거동 특성 도출 및 정량화

##### 4.1 비선형 거동특성 도출과정 및 결과

초기선형탄성구간을 제외한 실제 대부분의 응력-변형률 구간에서는 비선형 거동을 나타내게 된다. 이러한 비선형 특성은 임의의 응력 혹은 변형률 수준에서 결정되는 할선탄성계수의 변화추이로서 표현 가능하며, 정량적 및 정성적 변화추이 특성은 상대밀도, 응력상태 및 실트함유

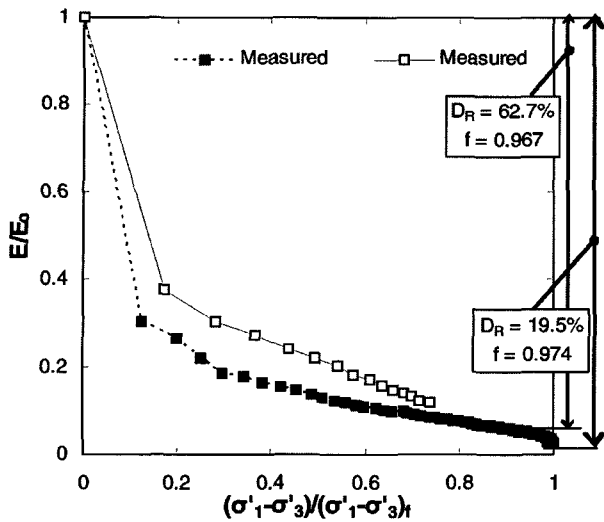
량 등의 지반조건에 따라 달라진다. 할선탄성계수의 응력 단계별 변화추이로 대표되는 흙의 비선형 거동 특성은 탄성계수의 감쇠율 및 감쇠곡선 형상에 의해 크게 좌우된다. 감쇠율 및 감쇠곡선은 앞서 언급된 수정 Hyperbolic 모델의 매개변수 f와 g에 의해 정의되므로 지반의 비선형 응력-변형률 관계는 실트함유량, 구속압 및 상대밀도 등의 지반조건을 다양하게 변화시켜 고려함으로써 f와 g값을 통해 체계적으로 정량화 할 수 있다. 실트질 지반에 대한 탄성계수 감쇠 매개변수 f와 g값을 획득하고자 각 지반 조건에 대한 삼축압축시험 결과를 이용하여 정규화된 응력단계별 탄성계수 감쇠곡선을 도출하였다. 정규화를 위해 요구되는 초기탄성계수 혹은 초기전단탄성계수는 초기 응력단계의 미소변형률 구간에 해당하며, 감쇠특성의 형상 및 감쇠율을 좌우하는 중요한 영향인자이다.

본 연구에서는 앞서 기술한 초기전단탄성계수 산정식에 김현주(2005)에 나타난 초기전단탄성계수 값을 적용하여 각 실트함유량, 구속압 및 상대밀도에 대한 초기전단탄성계수를 도출하였다. 또한 삼축압축시험 결과의 직접적인 적용을 통한 감쇠율 및 감쇠곡선의 형상결정을 위해 초기전단탄성계수  $G_0$ 는 탄성계수  $E_0$ 으로 환산하여 감쇠곡선 도출에 사용하였다. 각 응력단계별 할선탄성계수 E는 식 (10)을 통해 산출할 수 있다.

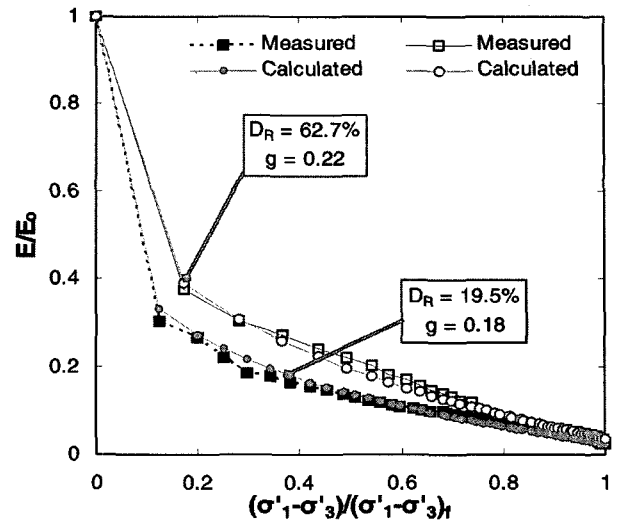
$$E = \sigma_d / \epsilon \quad (10)$$

여기서,  $\sigma_d$  = 응력변형률 곡선에서의 축차응력,  $\epsilon$  = 응력단계별 축방향 변형률이다. 이와 같은 정규화 과정을 통해 탄성계수 감쇠곡선으로부터 탄성계수 감쇠특성을 결정하는 비선형 매개변수 f와 g값을 도출할 수 있으며, 그림 6에 제시된 바와 같다.

f와 g는 각각 파괴시의 탄성계수 감쇠정도 및 응력단계별 탄성계수 감쇠정도를 나타내며, 탄성계수 감쇠특성을 결정한다. 파괴비 f는 초기탄성계수  $G_0$  혹은  $E_0$ 에 대한 파괴시의 할선탄성계수의 비율을 결정하며, f값이 1에 접근할 경우 파괴시 할선탄성계수는 0에 가까워진다. 높은 f값을 가지는 지반에 비해 낮은 f값의 지반은 파괴시의 축변형률이 작게 나타나고 비교적 급격한 파괴양상을 나타내므로 지반의 다일러턴시와 강도가 증가할수록 낮은 f값을 지니게 된다. 반면에 g값은 탄성계수의 감쇠비율 및 탄성계수 감쇠곡선의 형태를 결정하며, g값이 1이 되는 경우 파괴시까지의 탄성계수 감쇠곡선의 형태는 선형으로 나타난다. 본 연구에서 도출된 감쇠 매개변수 f는 시료조건에 따라 0.93~0.99의 범위 내



(a) 상대밀도별 파괴지점 결정



(b) 상대밀도별 비선형 매개변수 결정

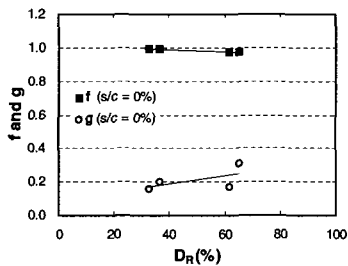
그림 6. 탄성계수 감쇠 매개변수 f와 g값 도출과정

에 존재하였으며, g값의 경우 0.07~0.32의 값을 나타내어 f값에 비해 산재된 경향을 나타내었다. 전반적으로 실트함유량, 상대밀도, 구속압이 증가할수록 매개변수 f값은 감소하는 경향이 나타났으며, 매개변수 g값은 실트함유량, 상대밀도, 구속압의 변화에 따라 산재된 경향을 나타내어, g값의 절대적 수치변화의 폭이 지반 조건에 더욱 민감하게 작용하는 것으로 나타났다.

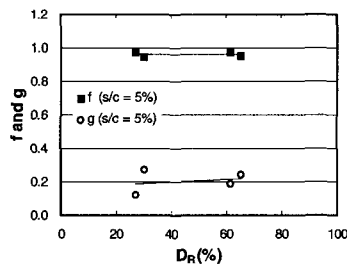
#### 4.2 지반조건별 감쇠특성 분석 및 정량화

비선형 매개변수 f와 g의 값을 도출하여 분석한 결과, 상대밀도 증가에 따라 f값은 감소하고, g값은 증가하는 경향을 나타내었으며, 이에 상대밀도에 따른 비선형 매개변수 변화추이를 정량화하였다. 그림 7은 실트함유량별 상대밀도에 따른 f와 g값을 도시한 것이며, f와 g값에 대한 추세선을 함께 도시함으로써 전반적인 경향을 추정할 수 있게 하였다.

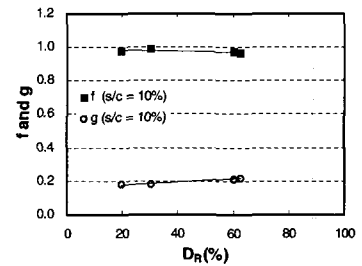
그림 7의 f값 추세는 전반적으로 상대밀도가 증가함에 따라 f값은 미소하게 감소하는 경향을 보였으며, f값의 경향과 비교하여 g값은 상대밀도의 증가에 따른 값



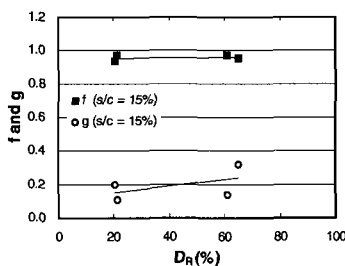
(a) Silt 0%



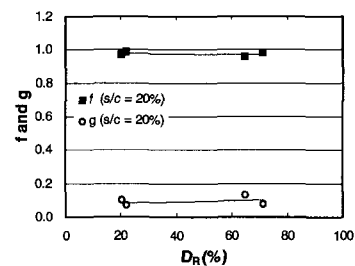
(b) Silt 5%



(c) Silt 10%



(d) Silt 15%



(e) Silt 20%

그림 7. 실트함유량별 상대밀도에 따른 탄성계수 감쇠 매개변수



의 변화율이 크게 나타났다. 매개변수  $f$ 값의 감소는 상대밀도 증가에 따라 파괴시 전단탄성계수의 감소폭이 크게 나타남을 의미한다. 상대밀도의 증가에 따른  $g$ 값의 차이는  $f$ 값에 비해 크게 나타났으며, 이는 상대밀도 증가에 따른 급격한 파괴시 축차응력 증가로 응력단계가 일시에 변화하는 현상에 기인한 것으로 판단된다.

### 4.3 간극비에 따른 실트질 지반의 탄성계수 분석

앞서 언급된 바와 같이 실트함유량이 증가함에 따라 최대 및 최소 간극비는 감소하는 것으로 나타났으며, 이에 따른 절대적인 간극비 또한 감소하게 된다. 동일한 상대밀도를 지닌 순수 모래지반과 실트질 모래지반의 간극비를 절대량으로 환산할 경우 현저한 간극비의 차이를 나타내게 되므로 동일 상대밀도를 지닌 순수 모래지반과 실트질 모래지반에 있어서 단단하고 느슨한 정도의 차이는 상이할 수 있다. 이와 같은 구성입자의 상이성에 의해, 다양한 실트질 모래지반과 순수 모래지반의 구성상태에 따른 간극비의 차이는 통일되게 비교하고자 Skeleton 간극비(Skeleton void ratio) 개념을 도입하였다. Skeleton 간극비는 실트질 지반에서 모래입자 구성체 형성이 가능할 정도의 간극비와 모래입자만을 고려한 후, 실트입자를 제거한 간극비로 정의되며, Skeleton 간극비의 산출방법은 Kuerbis 등(1988)이 제안한 다음의 식 (11)를 적용하였다.

$$e_{sk} = (1 + e_0) / (1 - FC/100) - 1 \quad (11)$$

여기서,  $e_{sk}$  = Skeleton 간극비,  $e_0$  = 초기간극비,  $FC$  = 전체 시료에 대한 실트함유량의 중량비 (%)이다. 본 연구에서 도출된 최대 간극비를 기준으로 실트함유량 5, 10, 15, 20% 지반이 갖는 절대적 간극비 및 이에 상응하는 수정 상대밀도를 재산정하였다. 순수 모래입자만의 골격을 구성할 수 있는 최대 한계 간극비인 표준사의 최대간극비 0.878의 기준보다 큰 간극비를 나타내는 지반은 실트입자 제거 시 모래 입자간의 접촉이 형성되지 않으며, 사질토의 최대간극비 이상의 간극비를 가지는 지반의 거동은 모래 입자에 의해 지배되지 않는다(Salgado 2000). Skeleton 간극비는 실트질 지반의 실트함유량과 상대밀도를 고려한 절대적 기준으로 설정되었으며, 이에 따른 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 의 상관관계를 그림 8과 같이 추정하였다. 일반적으로  $e_{sk}$ 가 증가함에 따라  $f$ 는 미소하게 증가하였고,  $g$ 의 경우 감소하는 경향을 보이고 있다.

### 5. 결론

본 연구에서는 실트질 모래지반의 비선형 거동특성인 탄성계수 감쇠현상의 분석 및 정량화를 위해 일련의 실내역학시험을 수행하고 탄성계수 감쇠 매개변수 및

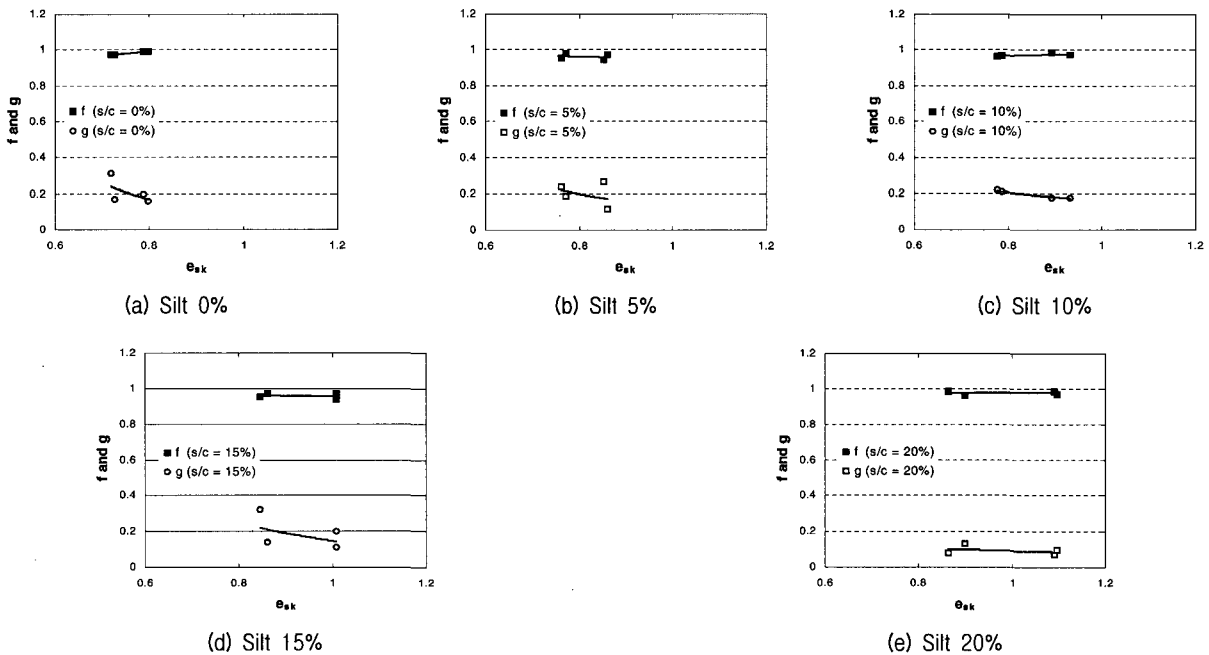


그림 8. 실트함유량별  $e_{sk}$ 에 따른 탄성계수 감쇠 매개변수

지반 고유물성 추정법을 제안하고자 하였으며, 다음과 같이 요약 제시된다.

## 참고 문헌

- (1) 실트함유량을 변화시켜 다양한 실트질 지반을 고려하였으며, 각 지반을 대상으로 일련의 기본물성실험 및 삼축압축시험을 수행하였다. 탄성계수의 비선형 감쇠 특성 정량화를 위해 요구되는 미소변형률 구간의 초기전단탄성계수 적용을 위해 문헌조사를 실시하였으며, 초기전단탄성계수 산정을 위한 지반의 고유변수는 지반조건에 따라 달리 적용하였다.
- (2) 실트함유량에 따른 기본물성시험 및 삼축압축시험 결과는 상이하게 나타났으며, 특히 삼축압축시험의 결과인 응력-변형률 거동은 실트함유량 따라 파괴시 변형을 발현지점이 변화하는 것으로 나타났다. 삼축압축시험결과 및 초기전단탄성계수 산정값을 토대로 탄성계수의 비선형 감쇠형상을 결정하는 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 를 도출하였으며, 각각 탄성계수의 감쇠정도 및 응력단계별 탄성계수 감쇠비를 결정한다. 높은  $f$ 의 값을 가지는 지반은 낮은  $g$ 값의 지반에 비해 파괴시 축변형률이 작고 비교적 급격한 파괴양상을 보였으며,  $g$ 값이 높은 지반의 경우 탄성계수 감쇠곡선은 선형에 가까워지는 강성한 특징을 보이는 것으로 해석되었다.
- (3) 실트함유량에 따른 간극변화를 고려한 Skeleton 간극비에 따른 비선형 특성치의 경향을 분석하였으며, Skeleton 간극비가 증가함에 따라  $f$ 값은 증가하고  $g$ 값은 감소하는 경향을 나타내었다.

## 감사의 글

이 논문은 2003년도 한국학술진흥재단의 지원에 의하여 연구되었음(KRF-2003-041-D00566).

1. 김현주 (2005), “과압밀비와 함수비를 고려한 실트질 사질토 지반에서의 비선형 특성에 관한 연구”, 석사논문, 연세대학교.
2. Baldi, G., Bellotti, R., Ghiona, V. N., Jamiolkowski, M., and Lo Presti, D. C. F. (1989), “Modulus of Sand from CPT and DMT”, *Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, Vol.1, 165-170.
3. Bolton, M. D. (1986), “The Strength and Dilatancy of Sands”, *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp.65-78.
4. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), “Nonlinear Analysis of Stress-Strain in Soils”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 96 (SM5), pp.1629-1653.
5. Fahey, M. and Carter, J. P. (1993), “A Finite Element Study of the Pressuremeter Test in Sand Using a Non-Linear Elastic Plastic Model”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30, No.2, pp.348-361.
6. Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966), “Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 92 (SM2), pp.12-17.
7. Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966), “Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 92 (SM2), pp.12-17.
8. Hardin, B.O., and Richart, F.E. (1963), “Elastic Wave Velocities in Granular Sands”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 89 (SM1), 33-65.
9. Janbu, N. (1963), “Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests”, *In Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol.1, 19-25.
10. Kondner, R. L. (1963), “Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 189 (SM1), pp.115-143.
11. Kuerbis, R. and Vaid, Y. P. (1988), “Sand Sample Preparation- The Slurry Deposition Method”, *Soil and Foundation*, Tokyo, 28(4), 107-118.
12. Lee, J. H. and Salgado, R. (1999), “Determination of Pile Base Resistance in Sands”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125(8), pp.673-683.
13. Lee, J. H. and Salgado, R. (2000), “Analysis of Calibration Chamber Plate Load Tests”, *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), pp.14-25.
14. Salgado, R., Bandini, P., and Karim, A. (2000), “Stiffness and Strength of Silty Sand”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(5), 451-462.
15. Salgado, R., Mitchell, J. K., and Jamiolkowski, M. (1997), “Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(4), 344-354.
16. Shibuya S., Tatsuoka F., Teachavorasinskun S., Kong X. J., Abe F., Kim Y., & Park C. (1992), “Elastic Deformation Properties of Geomaterials”, *Soil and Foundation*, 32(3), 26-46.

(접수일자 2005. 7. 1, 심사완료일 2006. 1. 26)