

## 실트질 모래지반의 비선형 거동특성 분석 Analysis of Non-Linear Behavior in Silty Sand

이경숙<sup>1)</sup>, Kyung-Sook Lee, 김현주<sup>2)</sup>, Hyun-Ju Kim, 이준환<sup>3)</sup>, Jun-Hwan Lee

<sup>1)</sup> 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

<sup>2)</sup> 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

<sup>3)</sup> 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

**개요(SYNOPSIS) :** In the present study, a series of laboratory tests with sands of different silt contents, are conducted and methods to assess non-linear behaviors based on in-situ test results 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 relationship results were obtained from a series of triaxial tests on sands containing different amounts of silt. Initial shear modulus which was applied to normalize modulus degradation of silty sands were determined based on the 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. Cone resistance  $q_c$  for silty soil condition used in the triaxial tests were estimated based on the cavity expansion analysis. A suggestion to make an estimation of degradation parameters  $f$  and  $g$  as a function of fine contents is addressed in terms of cone resistance  $q_c$ .

**Key words :** silty sand, hyperbolic model, degradation parameters( $f$ ,  $g$ ), relative density( $D_R$ ), cone resistance( $q_c$ )

### 1. 서 론

도심지의 기초구조물 해석 및 설계시 경제성과 안정성을 동시에 확보하기 위해서는, 실질적인 지반거동의 예측을 기반한 구조물의 거동 및 해석이 필수적이다. 실제 현장의 지반특성치에 대한 정확한 추정 및 적용은 구조물의 안정성과 기능성이 확보되는 범위 내에서 적절한 강도 및 강성도를 도출하게 하며, 결과적으로 과소 혹은 과다 추정되지 않은 성공적 기초구조물 해석 및 설계로 이어지게 하는 가장 기본적인 요구사항이다. 실제 지반은 상당한 비선형 거동특성을 나타냄에도 불구하고 선형적인 지반 거동으로 가정하여 기초구조물 설계 및 해석에 적용되어 왔으며, 이로 인한 오차발생의 가능성은 안전을 증가와 같은 비경제적 해석 방법을 증가시키게 된다. 따라서 실제 지반의 거동을 정확히 표현하기 위해서는 지반거동특성을 잘 표현할 수 있는 지반모델을 적용하는 것이 중요하다. 이와 더불어 지반의 특성을 정확히 대표할 수 있는 지반물성치의 예측 및 불교란 시료 채취의 어려움이 있는 조립토의 특성을 보완하기 위하여 존재하므로, 원위치 현장시험결과를 이용한 불교란 지반의 해석법이 요구된다.

따라서 본 연구에서는 현실적인 지반거동모델을 적용하여 다양한 지반응력, 구성상태 등이 고려된 지반의 거동특성을 분석 및 정량화하고자 한다. 또한 원위치 현장시험결과를 적용하여 불교란 지반특성치의 추정법을 제안하고자 한다. 도출된 연구결과는 향후 기초구조물의 해석 및 설계 기준 제정시 신뢰성 있는 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 사료된다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 비선형 응력 변형률 거동 및 탄성계수 감쇠특성

실제 지반의 응력변형률 거동은 초기탄성계수  $E_0$ 로 정의되는 선형탄성구간을 제외하고, 대부분 비선형 응력-변형률 거동을 나타내므로, 기초 하의 지반거동을 선형탄성으로 가정하여 해석 및 설계를 수행할 경우, 실질적 지반거동과 상이한 차이를 나타낸다. 비선형 특성은 임의의 응력 혹은 변형률 수준에서 결정되는 활선탄성계수  $E_t$ 의 변화추이로서 대표되며, 상대밀도, 실트함유량 및 응력상태 등의 지반조건에 따라 변화추이의 정량적·정성적 특성이 결정된다. 따라서, 응력-변형률 곡선과 응력단계에 따른 탄성계수 감쇠현상은 지반조건별 감쇠곡선의 형상 및 감쇠율로써 정량화가 가능하다. 그림 1은 지반의 응력변형률 거동특성과 파괴시까지의 탄성계수 감쇠곡선을 도시한 그림이다.

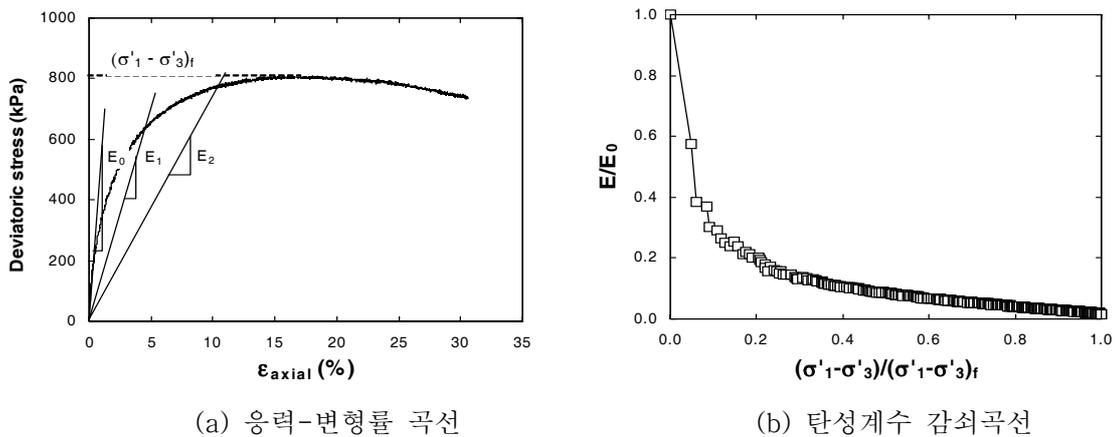


그림 1. 지반의 비선형성

지반의 응력-변형률 관계를 Hyperbolic 함수로 정의한 Hyperbolic 모델은 지반의 비선형 거동을 나타내기 위해 가장 널리 사용되어져 온 모델 중 하나이다(Kondner, 1963; Duncan과 Chang, 1970). 지반 거동 해석의 경우 전단응력과 변형률의 관계로 응력-변형률 관계를 표현하는 것이 유용하므로, Duncan과 Chang(1970)의 Hyperbolic 모델은 전단응력 및 변형률 관계와  $\tau=G\cdot\gamma$ 를 이용하여 식 (1)과 같이 변형 가능하다.

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

여기서,  $G_0$ 와  $G$ 는 각각 미소변형률 구간에서의 초기전단탄성계수와 활선탄성계수,  $\tau$ 와  $\tau_{\max}$ 는 각각 현재 상태의 전단응력과 최대전단응력,  $R_f$ 는 파괴비이다. Fahey와 Carter(1993)는 실제로 관찰되는 탄성계수의 비선형 감쇠관계를 표현하고자 수정 Hyperbolic 모델을 제안하였으며, 다음의 식 (2)로 표현된다.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left( \frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad (2)$$

식 (2)의 매개변수  $f$ 는 식 (1)의  $R_f$ 와 동일한 의미이고, 매개변수  $g$ 는 감쇠곡선의 형상 및 감쇠율을 결정한다. Lee와 Salgado(2000)는 Fahey와 Carter(1993)의 모델이 2차원 응력상태만을 고려하고 있는 점을 보완하여, 3차원 응력상태를 고려한 수정 Hyperbolic 관계식을 다음의 식 (3)과 같이 제안하였다.

$$\frac{G}{G_0} = \left[ 1 - f \left( \frac{\sqrt{J_2} - \sqrt{J_{2o}}}{\sqrt{J_{2max}} - \sqrt{J_{2o}}} \right)^g \right] \left( \frac{I_1}{I_{1o}} \right)^{n_g} \quad (3)$$

여기서,  $\sqrt{J_2}$ ,  $\sqrt{J_{2o}}$ ,  $\sqrt{J_{2max}}$  는 각각 현재, 초기, 최대 전단응력 상태에 해당하는 일차응력 텐서량이며,  $I_1$ ,  $I_o$  는 각각 현재 및 초기 상태에서의 일차응력 텐서량이다.  $n_g$ 는 Hardin과 Black(1966)의 초기 전단탄성계수 산정에 적용되는 매개변수이며, 전단탄성계수에 끼치는 구속압의 영향을 나타낸다. 식 (3)은 지반 요소의 3차원 비선형 응력-변형률 관계를 탄성계수 감쇠비로 정의하고 있으며, 탄성계수의 감쇠 매개변수인  $f$  및  $g$ 의 영향을 받는다. 또한, 전단응력 및 구속압을 포함한 3차원 응력상태 및 흙의 상태변수와 고유변수 등 다양한 인자의 영향을 모두 포함하고 있어 실질적 비선형 거동의 표현이 가능하다.

## 2.2 미소변형률 구간의 초기전단탄성계수

초기탄성계수는 감쇠특성의 형상 및 감쇠율 결정에 필요한 중요한 영향인자로서 선형탄성구간으로 간주될 수 있는 초기 미소변형률 구간에 해당하는 값이다. 초기탄성계수는 일반적으로 공진주시험과 같은 동적물성실험을 통해 얻어질 수 있다. 공진주시험을 통해 구한 초기전단탄성계수 값은 특정 구속압조건 및 상대밀도 조건에 해당하는 초기전단탄성계수 값으로써, 다양한 구속압 조건 및 상대밀도에 합당하는 전단탄성계수의 도출을 위해서는 주요 영향인자인 구속압 및 상대밀도를 고려한 경험식의 사용이 효과적이다. 일반적으로 초기전단탄성계수산정을 위해 가장 널리 적용되고 있는 경험식 중 하나는 Hardin과 Black(1966)의 경험식이며, 식 (4)와 같다.

$$G_o = C_g \cdot p^{1-n_g} \cdot \frac{(e_g - e_o)^2}{1 + e_o} \cdot \sigma'_m{}^{n_g} \quad (4)$$

여기서,  $C_g$ ,  $e_g$ ,  $n_g$ 는 지반의 고유물성에 따른 회귀분석상수,  $p_A$ (=100kPa)는 기준압력,  $\sigma'_m$ 은 평균 유효응력이며,  $e_o$ 는 간극비이다. Hardin과 Black(1966)의 식 (4)는 동근 Ottawa Sand에 대해 수행한 일련의 공진주시험 결과를 통해 도출되었으며, 미소변형률 구간으로 간주될 수 있는 전단변형률 10<sup>-4</sup>% 이하에서의 초기전단탄성계수 추정식이다.

## 2.3 사질토의 강도특성

사질토의 최대 내부마찰각은 한계상태의 내부마찰각과 dilatancy 각으로 나타낼 수 있다(Bolton 1986, Salgado 등 2000). 한계상태의 내부마찰각은 지반의 고유상수로서 응력상태나 상대밀도의 영향을 받지 않는 불변량이며, dilatancy 각은 지반의 구속응력, 상대밀도 등의 지반상태에 따라 변화하는 상수이다. 최대 내부마찰각을 산정하기 위해 Bolton(1986)이 제안한 관계식은 다음의 식 (5)-(7)과 같다.

$$\phi_p = \phi_c + 3I_R \quad \text{for triaxial condition} \quad (5)$$

$$\phi_p = \phi_c + 5I_R \quad \text{for plain-strain condition} \quad (6)$$

$$I_R = I_D \left[ Q - \ln \left( \frac{100 \cdot p'_p}{p_A} \right) \right] - R \quad (7)$$

여기서,  $\phi'_{peak}$ 는 최대 내부마찰각,  $\phi'_{crit}$ 는 한계상태 내부마찰각,  $I_R$ 은 다일러턴시 지수,  $I_D$ 는 0-1의 범위로 표현한 상대밀도,  $p_A$ 는 기준압력(=100kPa),  $p'_p$ 는 최대 응력을 나타내는 지점에서의 평균 응력을 나타내며,  $Q$ 와  $R$ 은 다일러턴시 산정 매개변수이다. 식 (7)는 구속압과 상대밀도의 영향이 반영된 다일러턴시 지수를 표현한 식으로, 상대밀도가 높을수록 구속압이 낮을수록 다일러턴시 경향이 증가한다.

### 3. 시험수행 및 결과

응력단계에 따른 탄성계수 감쇠곡선의 경우, 응력변형률 곡선에서의 최대축차응력과 초기탄성계수에 의해 정규화 될 수 있으며, 이를 위해 다양한 지반조건이 반영된 삼축압축시험과 공진주시험이 수행되었다. 시험에 사용된 시료는 실트함유량 0, 5, 10, 15, 20%에 대해 조성되었으며, 목표 상대밀도를 30%와 70%로 구분하였다. 각각의 경우에 대해 구속압 100과 300kPa의 두 가지 응력조건을 고려하여 총 20가지의 시험이 수행되었다. 공진주시험의 경우 삼축압축시험과 동일한 조건으로 수행되었으며, Hardin과 Black(1966)의 초기전단탄성계수 산정 경험식인 식 (4)를 이용한 추세 분석의 신뢰성 향상을 위해 구속압 50, 150, 200kPa에 대하여 추가 시험을 수행하였다. 표 1은 본 연구에서 수행된 지반의 기본물성 결과이다. 그림 2와 3은 각각 실트함유량 5%에서의 삼축압축시험 결과인 응력변형률 거동 및 초기전단탄성계수 변화추이를 도시한 값이다. 표 2은 각각의 응력변형률 거동을 통해 도출된 최대마찰각을 토대로 산정한 실트함유량별 다일러턴시 산정 매개변수이며, 표 3 역시 각 실트함유량에 따른 초기전단탄성계수 산정 매개변수를 회귀분석한 값이다.

표 1. 기본물성시험결과

	$G_s$	$\gamma_{d,max}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\gamma_{d,min}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e_{max}$	$e_{min}$	$\phi'_{crit}$ ( $^\circ$ )
실트	2.64	-	-	-	-	
주문진 표준사	2.61	15.69	13.63	0.878	0.631	36.1
표준사 + 실트 5%	2.62	16.18	14.02	0.832	0.588	36.2
표준사 + 실트 10%	2.62	17.36	14.27	0.801	0.480	36.7
표준사 + 실트 15%	2.64	17.75	14.61	0.772	0.459	37.8
표준사 + 실트 20%	2.64	18.55	14.80	0.749	0.395	38.1

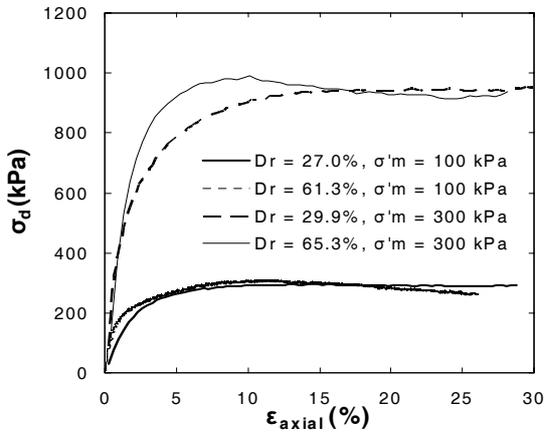


그림 2. 응력변형률 거동특성

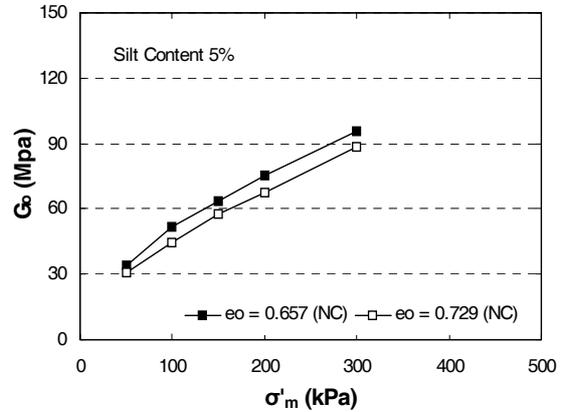


그림 3. 초기전단탄성계수 변화추이

표 2. 실트함유량별 다일러턴시 산정 매개변수

실트함유량 (%)	Q	R	$r^2$
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

표 3. 실트함유량별 초기전단탄성계수 산정 매개변수

실트함유량 (%)	$C_g$	$e_g$	$n_g$	$r^2$
0	736.8	2.17	0.397	0.95
5	372.6	2.17	0.581	0.99
10	300.7	2.17	0.668	0.98
15	196.0	2.17	0.601	0.99
20	364.7	2.17	0.508	0.98

## 4. 실트질 지반의 비선형성 정량화

### 4.1 실트함유량별 비선형 감쇠곡선 도출

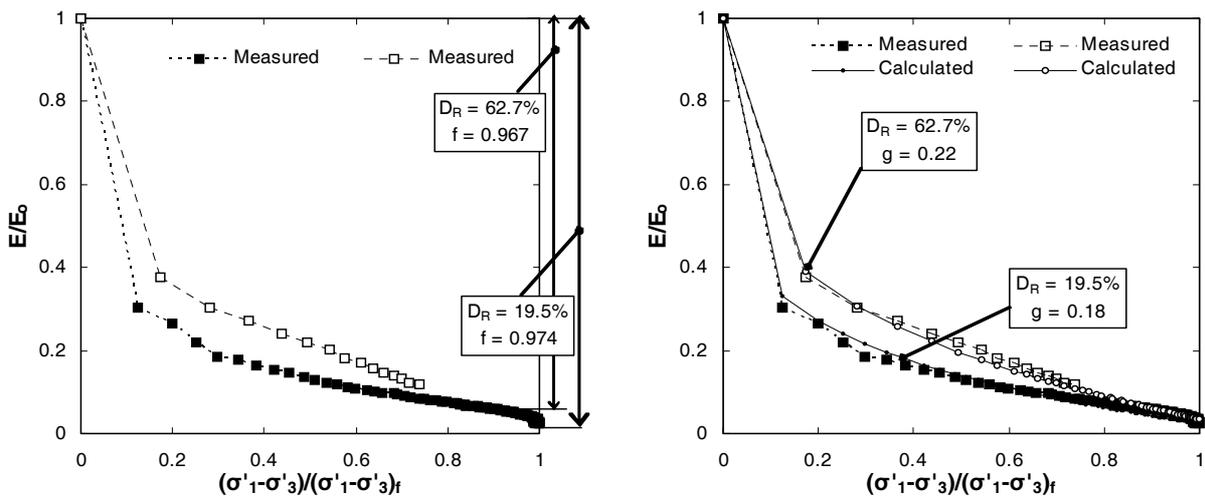
식 (3)에 사용되는  $f$ 와  $g$ 값은 일반적으로 상대밀도의 함수로 알려져 있으나, 세립분 함유량이 달라질 경우 상이한 비선형 거동을 나타내게 되므로, 이에 대한 고려 또한 요구된다. 실트질 지반에 대한 탄성계수 감쇠 매개변수  $f$ 와  $g$ 값을 획득하고자 각각의 지반 조건에 대한 시험결과를 이용하여 정규화된 응력단계별 탄성계수 감쇠곡선을 도출하였다. 탄성계수 감쇠곡선으로부터 도출된 매개변수  $f$ 와  $g$ 값은 정규화된 탄성계수와 응력의 비를 이용하여 실측치와 가장 근접한 곡선을 나타내는 값을 선정하여 도출하였다. 그림 3은 본 연구에서 수행된 실트함유량 10%, 구속압 300 kPa의 지반조건에서 도출된 실내시험결과를 바탕으로 탄성계수 감쇠곡선 도출 및 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 의 값의 도출과정을 나타낸 것이다. 삼축압축시험으로부터 도출된 응력변형률 곡선상에서 최대응력상태를 나타내는 지점을 결정한 후, 최대축차응력으로 정규화된 응력단계를 도출한다. 또한 이전 절에서 기술한 초기전단탄성계수 산정식을 적용하여 각 실트함유량, 구속압 및 상대밀도에 대한 초기전단탄성계수를 도출하였으며, 응력단계에 따른 직접적인 감쇠율 및 감쇠곡선의 형상 결정을 위하여, 식 (8)적용하여 탄성계수로 변환시켰다.

$$G_o = E_o/2(1 + \nu_o) \quad (8)$$

여기서,  $E_o$ 는 미소변형률 구간의 초기전단탄성계수,  $\nu_o$ 는 미소변형률 구간의 포아송비이며, 초기전단탄성계수 및 초기탄성계수가 적용되는 구간은 미소변형률 구간에 해당하는 값이므로 포아송비( $\nu_o$ )는 0.15로 가정하였다. 응력단계별 할선탄성계수  $E$ 는 식 (9)를 통해 산출할 수 있다.

$$E = \sigma_d / \epsilon \quad (9)$$

여기서, 응력변형률 곡선에서의 축차응력  $\sigma_d$ 과 응력단계별 축방향 변형률  $\epsilon$ 이다. 위의 정규화 과정을 통해 도출된 실측 탄성계수 감쇠곡선으로부터 탄성계수 감쇠를 결정하는 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 값을 도출할 수 있으며, 그림 5에 제시된 바와 같다.



(a) 매개변수  $f$  값 도출과정

(b) 매개변수  $g$ 의 값 도출과정

그림 4. 매개변수  $g$  값 도출과정

f와 g는 응력단계에 따른 탄성계수 감쇠특성을 결정한다. 파괴비 f는 초기탄성계수  $G_0$  혹은  $E_0$ 에 대한 파괴시의 할선탄성계수의 비율을 결정하며, f값이 1에 접근해가는 경우 할선탄성계수는 0에 가까워진다. 높은 f를 가지는 지반에 비해 낮은 f를 갖는 지반의 경우 파괴시의 변형률이 작게 나타나고 비교적 급격한 파괴양상을 나타내게 되어 지반의 다일러턴스와 강도가 증가할수록 낮은 파괴비 f값을 지니게 된다. 반면에 g값은 탄성계수의 감쇠비율 및 탄성계수 감쇠곡선의 형태를 결정하며, g값이 1이 되는 경우 지반의 탄성계수 감쇠곡선의 형태는 선형으로 나타난다. 본 연구에서 도출된 감쇠 매개변수 f는 시료조건에 따라 0.93-0.99의 범위 내에 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 g에 대한 실트함유량, 상대밀도, 구속압의 영향은 f값에 비해 더욱 큰 값의 범위를 나타내어 g값이 지반 조건에 더욱 민감하게 작용하는 것으로 나타났다.

#### 4.2 지반조건별 감쇠특성 분석 및 정량화

비선형 매개변수 f와 g의 값을 도출하여 분석한 결과 f값은 상대밀도가 높을수록 낮은 값을 나타내었으며, g값의 경우 상대밀도가 증가함에 따라 커지는 경향을 나타내었으므로 상대밀도에 따른 비선형 매개변수 변화추이를 정량화하였다. 그림 5는 실트함유량별로 상대밀도에 따른 f와 g값을 도시한 것이며, f와 g값에 대한 추세를 함께 도시함으로써 경향을 파악할 수 있게 하였다. 그림 5의 f값의 추세를 살펴보면 전반적으로 상대밀도가 증가함에 따라 f값은 미소하게 감소하는 경향을 나타내었으며, g값은 f값의 경향과 비교하였을 때 상대밀도의 증가에 따른 값의 변화율이 크게 나타났다. 매개변수 f값의 감소는 상대밀도가 증가함에 따라 파괴시 전단탄성계수가 크게 감소하는 것을 나타낸다. g값의 경우 상대밀도의 증가에 따른 값의 차이는 f값에 비해 더욱 크게 나타났으며, 이는 상대밀도 증가에 따른 파괴시 축차응력이 급격히 증가하여 응력단계의 영향이 크게 변화하는 현상에 기인한 것으로 판단된다.

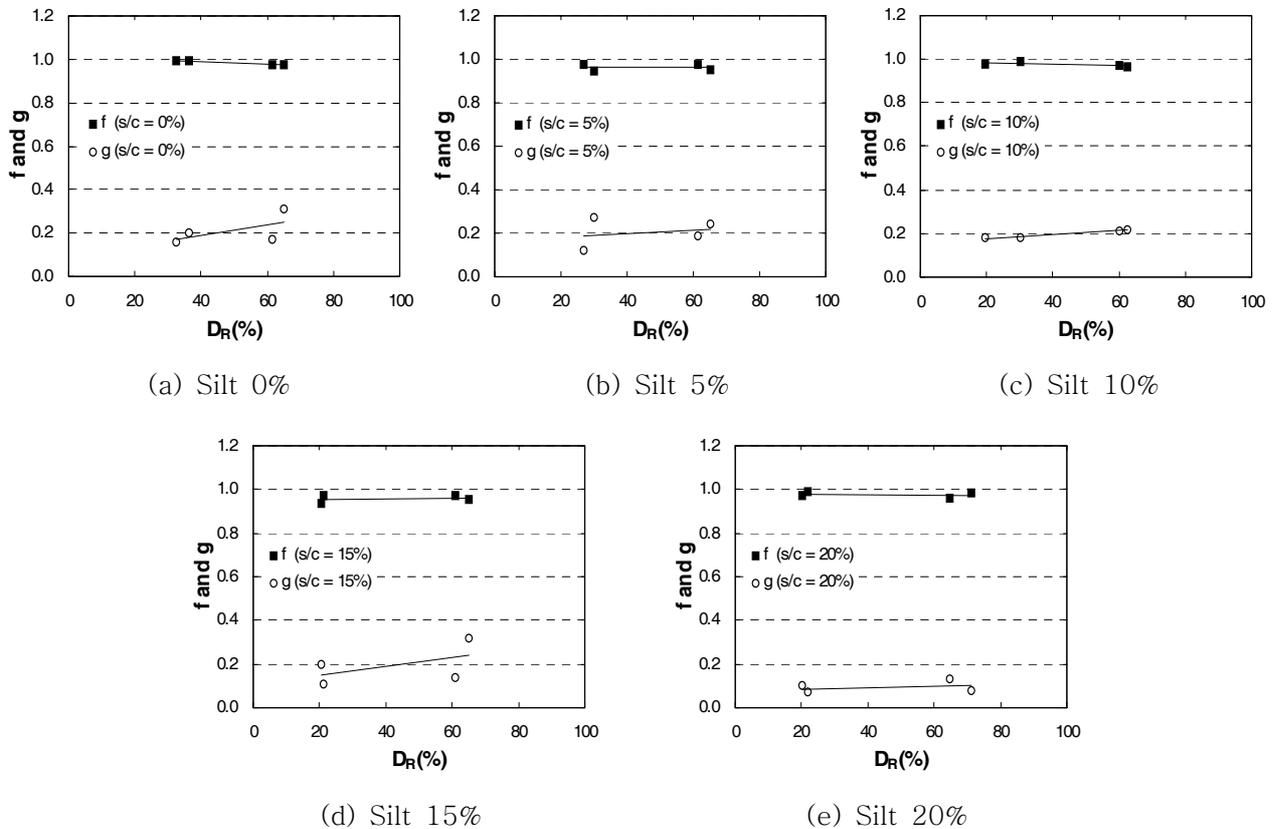


그림 5. 실트함유량별 상대밀도에 따른 탄성계수 감쇠 매개변수

### 4.3 현장시험결과를 적용한 탄성계수 감쇠거동 추정법

모래질 지반의 특성상 불교란 시료채취에 어려움이 있으므로, 비선형 매개변수인  $f$ 와  $g$ 값의 정확한 추정을 위해서 현장지반의 특성을 반영하는 현장시험 결과 적용이 요구된다. 본 연구에서는 현장상태에서 실트질 모래지반의 비선형 특성치 추정을 위해 CPT 시험결과를 이용한 추정법을 제안하고자 한다. 본 연구의 대상으로 하는 콘지지력 산정은 공동확장이론을 이용한 콘지지력 해석을 수행하였다.. 콘지지력 해석시 사용된 지반의 입력 물성치는 이전 절에서 도출된  $e_{max}$ ,  $e_{min}$ ,  $C_g$ ,  $e_g$ ,  $n_g$ ,  $\phi'_{crit}$ ,  $Q$ ,  $R$  로써, 삼축압축시험 및 공진주 시험에 사용된 값과 동일하게 적용하여 직접적인 비교 및 상관관계가 적용될 수 있도록 하였다.

대표적인 콘관입지지력( $q_c$ ) 적용을 통한 상대밀도( $D_R$ ) 추정법으로는 Jamiolkowski 등(1985)이 제안하였으며, 지중깊이로 대표되는 수직 유효응력으로 정규화된 콘관입지지력( $q_c$ )이 적용된다. 이 때, 구속압항에 적용되는 지수인 0.5의 경우 말뚝 재하시험을 통해  $q_c/(\sigma'_v)^a$ 와 상대밀도간의 상관관계가 존재하는 것으로 나타났으며(Vesic 1977), Baldi 등(1982)에 의하여  $a$ 의 값으로 0.5의 적용이 합리적임이 제시되었다. 이에 본 연구에서는  $q_c/(\sigma'_v)^{0.5}$ 와 비선형 특성치와의 상관관계를 도출하고자 하였으며, 표준사에 대한 탄성계수 감쇠 매개변수  $f$ 와  $g$ 의 변화추이를 그림 6에 도시하였다.

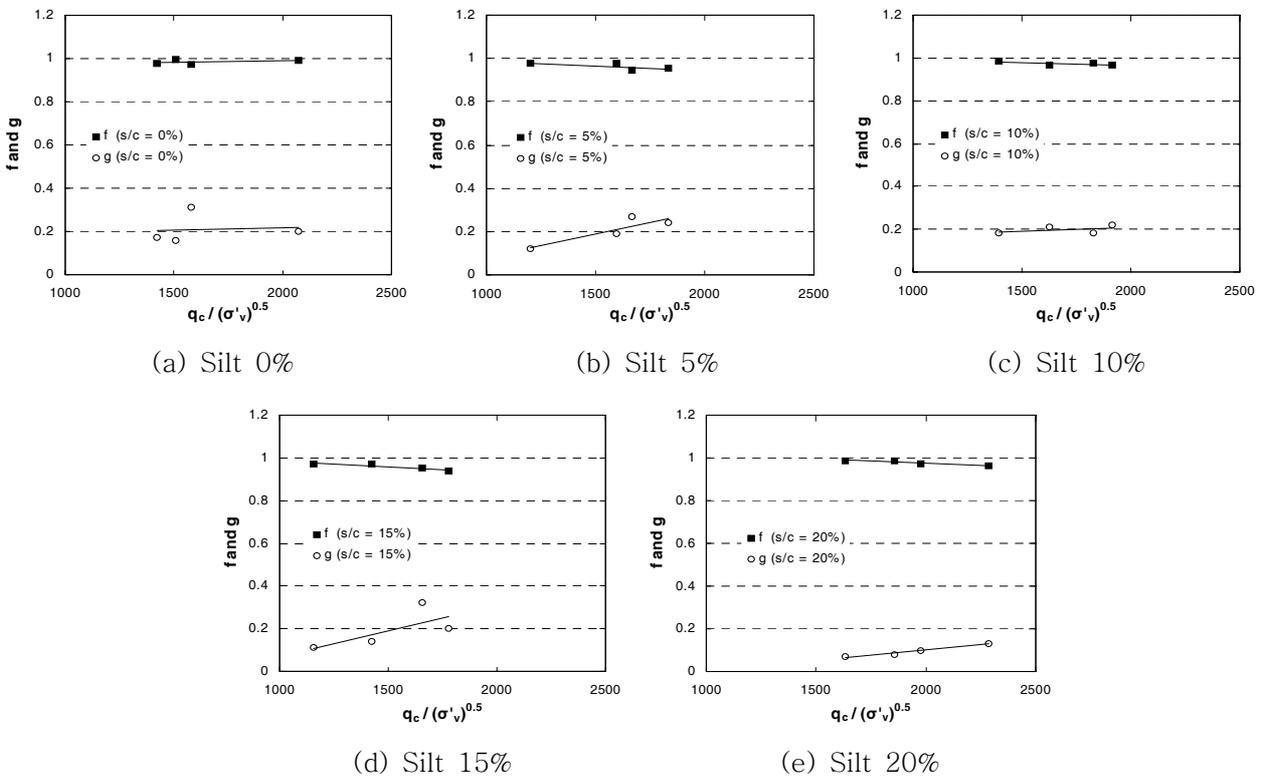


그림 6. 표준사의 CPT 결과를 이용한 실트함유량별 비선형 매개변수 추정

그림 6에 나타난 바와 같이, 실트함유량에 상관없이 구속압에 따라 정규화된 콘관입지지력( $q_c$ )의 값이 증가함에 따라 탄성계수 감쇠 매개변수인  $f$ 와  $g$ 는 각각 감소, 증가하는 경향을 나타내고 있다. 즉, 구속압력에 따라 정규화된 콘관입지지력( $q_c$ )이 증가함에 따라 초기전단탄성계수 값에 대한 파괴시 탄성계수 값의 발현정도는 작아지는 반면, 파괴시점까지의 응력단계별 탄성계수 감쇠 정도는 증가하여 강성한 지반을 나타냄을 확인할 수 있다. 이와 같이, 구속압에 의해 정규화된 콘관입지지력( $q_c$ )에 따라 나타나는 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 의 경향은 실내시험을 통해 도출된 상대밀도( $D_R$ )별 비선형 매개변수  $f$ ,  $g$ 의 정량화 결과와 일치하고 있다. 따라서 현장시험 결과를 이용한 지반의 비선형적인 탄성계수 감쇠거동 추정법은 실내시험의 결과와 동일함을 확인할 수 있으며, 상대밀도( $D_R$ )의 추정과정 없이, 현장시험결과 적용을 통한 탄성계수 감쇠 매개변수  $f$ 와  $g$ 의 값을 추정할 수 있다.

## 5. 결론

본 연구에서는 실트질 모래지반의 비선형성 정량화를 위해 일련의 삼축압축시험 및 공진주시험을 수행하였으며, 도출된 결과를 분석하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 실트질 모래지반의 경우 세립분의 함유량, 상대밀도 및 구속압에 따라 거동특성이 각기 다르게 나타나므로, 각각의 지반조건이 고려된 비선형 거동특성의 체계적인 정량화가 요구된다.
2. 실트질 모래지반을 대상으로 비선형 매개변수  $f$ 와  $g$ 를 도출하였으며, 지반은 상대밀도에 크게 영향을 받는 것으로 나타났다.
3. 콘지력 해석을 통해 현장시험결과를 바탕으로한 실트함유량별 비선형 매개변수 정량화를 수행하였으며, CPT 시험결과와 적용을 통해 실제 지반의 해석 및 설계에 있어서 현실적인 지반거동 고려 및 경제성과 안정성의 효율적인 확보가 가능하다.

## 감사의 글

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

## 참고문헌

1. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., and Pasqualini, E. (1982), "Design Parameters for Sands from CPT", *Proceeding of the second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II*, Amsterdam, May, Vol. 2, 425-438.
2. Bolton, M. D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.
3. 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.
4. 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.
5. 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.
6. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., Lancellotta, R.,(1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceeding of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol 1, pp. 57-153.
7. Kondner, R. L. (1963). "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 189(SM1), pp. 115-143.
8. 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.
9. Lee, J. H. and Salgado, R. (2000). "Analysis of Calibration Chamber Plate Load Tests", *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), pp. 14-25.
10. Vesic, A. S. (1977). "Design of Pile Foundations", NCHRP Report. No. 42, *National Cooperative Hig. Res. Program, Transp. Res. Board*, Washington, D.C.