

## 미소변형을 강성을 고려한 지반굴착 해석

### The Analysis of Excavation Behavior Considering Small Strain Stiffness

김 영 민<sup>1\*</sup> Kim, Young-Min

#### ABSTRACT

This paper describes research on the prediction of the vertical displacement of surface, horizontal displacements and bending moments in two anchored retaining wall for an excavation by a finite element program. It is very important to consider the appropriate constitutive model for the numerical analysis in excavation behavior. It is shown in this paper that the analyses of excavation considering small strain stiffness gives the more reasonable prediction of the vertical displacement of surface. and the parametric study on the small strain stiffness parameters for excavation analysis has been analysed.

#### 요 지

본 논문에서는 2단 앵커로 지지된 토류벽 굴착에 대한 유한요소해석으로 지표면침하, 토류벽의 횡방향변위, 모멘트분포 예측에 대한 연구를 수행하였다. 지반굴착에 대한 수치해석에 있어서 적절한 구성방정식을 고려하는 것은 매우 중요하다. 본 연구에서는 미소변형을 강성을 고려한 지반 굴착해석이 지표면 침하에 대하여 더 합리적인 예측을 보여 주었다. 또한 미소변형을 강성변수에 대한 굴착해석에 미치는 영향에 대해서도 매개변수 분석을 수행하였다.

**Keywords** : Small strain stiffness, Soil model, Anchored wall, Finite element analysis, Parametric study

#### 1. 서 론

최근에는 컴퓨터와 지반 해석프로그램의 발달로 지반 구조물해석에 유한요소방법이 널리 적용되고 있다. 유한요소법에서는 지반을 연속체로 간주하여 유한개의 절점을 갖는 요소로 나누어 수치해석적으로 해를 얻는다. 그러한 수치해의 정확성과 정밀성은 얼마나 지반의 응력-변형률 관계를 정확하게 수학적으로 모델링 하는가에 의존한다. 따라서 지반공학문제에서는 지반에 적용하는 구성방정식 모델과 물성치를 얼마나 정밀하게 가정하느냐에 따라서 해석의 성공이 좌우된다(신중호, 2001; Pott 등, 2001).

일반적으로 지반을 굴착하는 경우에 다양한 응력경로를 발생시킨다. 예를 들면, 토류벽 공사를 위하여 지반을 굴착하는 경우에 벽체뒷면의 지반은 수평방향의 응력감소를 경험하게 되고, 굴착바닥에서는 수직방향의 응력감소

가 발생된다. 그리고 굴착단계 중에는 보강재를 삽입하고 선형하중을 작용시키게 되는데 이러한 조건이 지반내부에 다양한 응력상태를 경험하게 한다. 따라서 굴착에 의한 응력경로의 효과를 적절하게 평가하기 위해서는 역재하/재재하 과정을 모사할 수 있는 지반의 응력-변형률 관계를 고려할 필요가 있다. 이러한 관계를 모사할 수 있는 기본적인 모델로 Duncan-Chang의 쌍곡선모델이 있다(Duncan 등, 1970). 쌍곡선모델은 탄성이론을 바탕으로 구성되어 있어, Schanz 등(1999)에 의하여 탄소성모델로 확장한 변형경화(hardening soil)모델이 있다. 또한, 매우 낮은 변형률 범위( $10^{-5}$ )에서 흙의 탄성계수가 최대가 되는 현상이 관측된다. 하중이 증가함에 따라 보다 높은 변형률 범위에서는 그림 1에서 처럼 지반강성이 비선형적으로 S자 형태의 감소되는 현상이 발생된다. 이러한 현상을 미소변형을 강성(small strain stiffness)이라고 설명한다. 일반적인 삼

<sup>1\*</sup> 정회원, 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 (Member, Professor, Dept. of Civil & Envir. Engrg., E-mail: youngmk@jj.ac.kr)

축압축시험과 같은 실내시험에서 측정된 지반강성은 초기 최대강성의 절반보다도 적은 값으로 측정된다(이병철 등, 2005). 지반변형을 정확하게 해석하기 위해서는 공사말기에 해당되는 큰변형을 범위의 탄성계수보다는 미소변형율과 중간변형율에 해당되는 탄성계수의 고려가 매우 중요하다(Tatsuoka 등, 1997). 토질동역학에서는 미소변형율 강성이 오래전부터 잘 알려진 현상이다. 정적 토질역학에서의 지반강성과 토질동역학의 지반강성의 차이는 기존의 해석에서는 주로 관성력과 변형율 속도에 기인한 원인으로 간주하였다. 그러나 관성력과 변형율속도는 초기지반강성에 거의 영향이 미치지 못하고, 미소변형율 강성과 동적 지반강성은 동일한 값으로 간주된다(Ben, 2007).

컴퓨터를 활용한 수치해석방법의 발달로 오늘날에는 유한요소법으로 지반의 정밀한 변형거동 해석하는 것이 가능하다. 연속체이론의 유한요소법(finite element method)은 힘평형 조건 뿐만 아니라 복잡한 응력-변형율 관계를 만족시키며 여러 가지 경계조건을 고려할 수 있어 지반의 변형을 정밀하게 분석할 수 있는 방법이다. 유한요소법은 토구조물에 대한 안전을 뿐만 아니라 지반의 변형, 앵커, 토류벽 같은 보강재의 하중 분포에 대해서도 분석할 수 있다. 이러한 보강재의 하중 분포 및 지반변형에 대한 분석 방법은 지반구조물 설계에 있어서 매우 강력한 해석도구가 된다. 따라서 보다 정밀한 응력-변형율관계식을 이용한 굴착지반에 대한 변형거동에 활발한 연구검토가 필요한 실정이다.

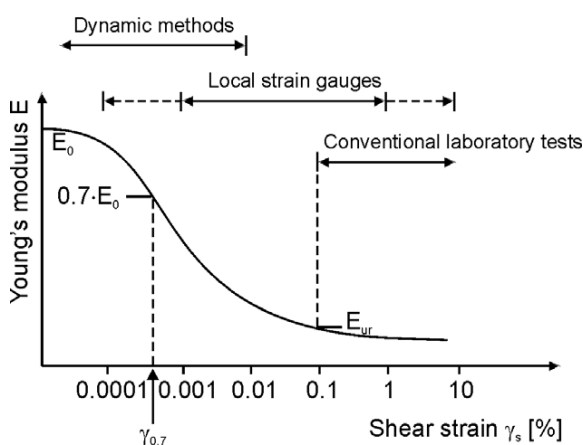


그림 1. 전단변형율에 따른 탄성계수의 관계

## 2. 미소변형율에 대한 모델이론

### 2.1 기존 미소변형율 이론

미소변형율을 고려할 수 있는 여러 형태의 응력-변형율 관계식이 제안되어 있다. 크게 구분하면 지수함수형태, 쌍곡선형태, 로그함수형태 등으로 구분될 수 있다. Ramberg and Osgood(1943)는 가장 처음으로 지수함수형태로 비선형탄성계수를 표현하는 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$\frac{E_t}{E_0} = \frac{1}{1 + \alpha R y^{R-1}} \quad (1)$$

여기서,  $y = \frac{\epsilon/\epsilon_r}{1 + \epsilon/\epsilon_r}$ ,  $\epsilon_r = \frac{q_{max}}{E_0}$ ,  $\alpha$ ,  $R$ 는 토질상수,  $E_0$ 는 최대탄성계수,  $E_t$ 는 전단탄성계수

Hardin and Drenevlch(1972)는 미소변형율을 고려하기 위하여 쌍곡선형태로  $G/G_0$  관계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (2)$$

여기서,  $\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} [1 + a e^{-b(\gamma/\gamma_r)}]$ ,  $\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$ ,  $a$ ,  $b$ 는 토질정수,  $\gamma$ 는 전단변형율,  $G_0$ 는 최대전단탄성계수

Jardine 등(1986)는 주기로그함수를 이용하여 미소변형율에서 대변형율까지 고려할 수 있는 관계식을 제안하였다.

$$\frac{E_s}{s_u} = A + B \cos \alpha [\log(\frac{\epsilon_a}{C})]^{\gamma_s} \quad (3)$$

여기서,  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $\alpha$ ,  $\gamma_s$ 는 토질정수,  $\epsilon_a$ 는 축변형율,  $E_s$ 는 활선탄성계수,  $s_u$ 는 비배수전단강도

위와 같은 모델은 다소 입력해야할 매개변수가 많아 수치해석적용에는 다소 불리한 관계식을 나타낸다.

## 2.2 HS-small Model

HS-small 모델은 변형경화모델(hardening soil model)에 미소변형을 강성을 고려한 확장모델이다. HS 모델은 완전 탄소성모델과 달리 소성변형에 따라서 응력공간상의 항복 곡면이 증감한다. 여기서 고려하는 HS 모델은 Schanz 등 (1999)이 제안한 모델로, 잘 알려진 Duncan and Chang (1970)의 쌍곡선 모델(비선형탄성모델)을 탄소성이론으로 확장한 모델이다. HS 모델의 특징은 첫째로 탄소성이론을 이용하고 두 번째로 응력경로를 고려하며 세 번째로 항복 Cap을 적용한 점이다. HS 모델의 기본이론은 다음과 같이 축변형률  $\epsilon_1$ 과 축차응력  $q$ 의 쌍곡선 관계를 이용한다.

$$\epsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (4)$$

여기서  $q_a$ 는 수렴 축차응력값이다.

위의 관계를 응력-변형률 관계로 표시하면 그림 2와 같이 표현된다. 하중증가(loading)에 따른  $E_{50}$ 은 구속응력에 의존하는 탄성계수이며 다음과 같이 표현된다.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (5)$$

여기서  $E_{50}^{ref}$ 는 하중 증가 시 기준구속압  $p^{ref}$ 에 대응하는 기준 탄성계수이다.  $m$ 은 구속압에 대한 멱승계수(사질 토 경우  $m=0.5$ ).

또한 재하중(reloading) 또는 제하중(unloading)시 발생

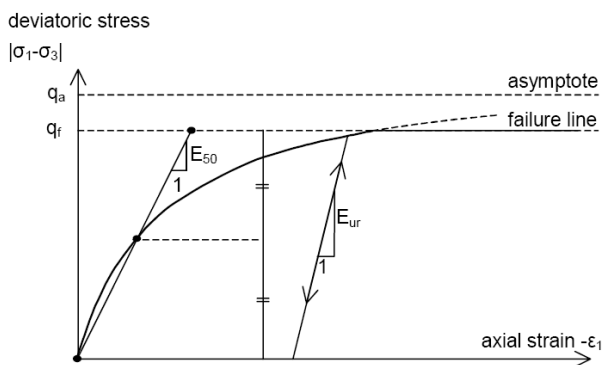


그림 2. 변형경화모델에 대한 응력-변형률 관계

되는 탄성계수  $E_{ur}$ 는 다음과 같이 표현된다.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref}} \right)^m \quad (6)$$

여기서  $E_{ur}^{ref}$ 는 재하중 또는 제하중시 기준구속압  $p^{ref}$ 에 대응하는 기준 탄성계수이다.

일반적으로  $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$  값을 사용한다.

그리고 극한 축차응력값  $q_f$ 와 수렴 축차응력값  $q_a$ 는 다음과 같이 정의 할 수 있다.

$$q_f = (c \cos \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (7)$$

여기서  $R_f$ 값은 일반적으로 0.9로 가정.

또한, Cap의 항복곡면은 그림 3과 같은 형태이며 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$f = \frac{q^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (8)$$

여기서  $p = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$ ,  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ,  $p_p$ 는 선형압밀 하중이다.

HS-small 모델에서는 미소변형을 강성을 고려하기 위한 입력변수를 2개로 단순화 시켜 보다 수치해석적용에

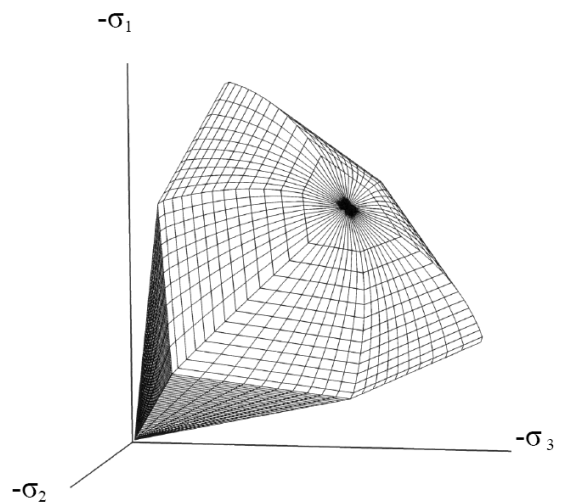


그림 3. 주응력공간에서의 전체항복곡면(HS model)

편리한 모델이다. 매우 낮은 변형율( $< 10^{-5}$ )에서 최대 전단탄성계수가 발생된다. 이러한 미소변형율 강성은 그림 4와 같이 전단변형율 증가에 따라서 급격한 전단 탄성계수 값이 감소하게 된다. 이러한 변형율 증가에 따른 강성변화를 고려하기 위하여 다음과 같은 식으로 전단변형율에 의존하는 비선형 전단탄성계수를 고려한다.

$$G = \frac{G_0}{1 + 0.385\gamma/\gamma_{0.7}} \quad (9)$$

여기서  $G_0$ 는 최대전단탄성계수,  $\gamma_{0.7}$ 는 최대전단탄성계수값이 0.7배에 해당되는 전단변형율

이러한 강성감소곡선은 HS모델에서는 소성변형율에 의한 강성감소의 제한을 받기 때문에 실험결과에서 결정된 한계 전단변형율( $\gamma_c$ )이하에서는 다음과 같은 일정한 강성을 가진다.

$$G_t \geq G_{ur} \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})} \quad (10)$$

여기서  $G_{ur}$ 는 제하시 전단탄성계수,

$$\gamma_c = 2.333\gamma_{0.7} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right)$$

### 2.3 미소변형율 매개변수값 산정

HS-small 모델에서 미소변형율을 고려하기 위하여 입력하는 변수는 2가지로,  $G_0$ ,  $\gamma_{0.7}$ 이다. 미소변형율시 최대 전단탄성계수  $G_0$ 는 점토, 모래, 자갈, 암석 등과 같은 지반

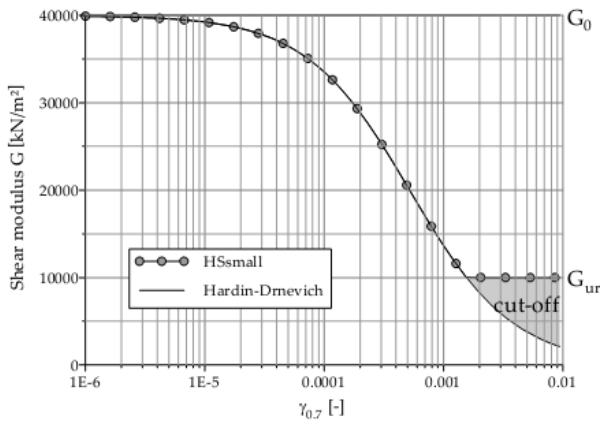


그림 4. HS-small 모델에서의 강성감소곡선관계

재료에 대하여 적용할 수 있는 기본적인 계수이다. 또한, 배수조건이나 비배수조건의 변형해석에서도 과잉간극수압은 미소변형율시 발달이 되지 않기 때문에 동일하게 적용할 수 있다. 이러한 미소변형 강성을 측정하기 위해서는 기존의 실험계측방법으로는 측정하기 어렵고, 매우 정도가 높은 변형율 측정법인 국소변형율 게이지 또는 벤더요소를 이용한 특별한 측정법이 요구된다.  $G_0$ 값은 실내시험이나 현장시험을 통하여 측정할 수 있다. 실내시험으로는 공진주 시험(resonant column), 벤더시험(bender elements), 비틀전단시험(torsional shear) 또는 국소변형율 측정장치를 이용한 삼축시험이 있다. 현장시험으로는 수평식 탄성파시험(cross hole test), 하향식 탄성파시험(down hole test), 동적 딜라토미터시험(seismic flat dilatometer), 동적 콘관입시험(seismic cone) 등이 있다. 특히, 동적 딜라토미터시험, 동적 콘관입시험은 지반의 이방성, 강도, 전단파 속도 등을 측정할 수 있어 매우 유효한 결과를 제공한다.

전단파 속도  $V_s$ 는 최대전단탄성계수  $G_0$ 와 다음과 같은 관계식이 성립한다.

$$G_0 = \rho_t V_s^2 \quad (11)$$

여기서  $\rho_t$ 는 흙의 단위질량이다.

전단파속도에 대한 측정치가 없는 경우에는  $G_0$ 와  $V_s$ 의 경험관계식을 통하여 추정할 수 있다. Hardin(1978)는 반복단순 전단시험을 통하여 모든 흙종류에 적용할 수 있는 다음과 같은 경험식을 제안하였다.

$$G_0 = 1230 \cdot OCR^k \frac{(2.973 - e)}{(1 + e)} \cdot \sigma_o^{0.5} \quad (12)$$

여기서 OCR은 과압밀비,  $k$ 는 경험상수,  $e$ 는 간극비,  $\sigma_o = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

Alpan(1970)은 경험적으로 정적탄성계수( $E_s$ )와 동적탄성계수( $E_d$ )의 관계를 그림 5와 같이 나타내었다. Alpan 도표의 동적 탄성계수값은 미소변형율 강성  $E_0$  또는  $G_0 = \frac{E_0}{2(1+\nu)}$ 에 해당되며, 정적탄성계수값은 HS모델의  $E_{ur}^{ref}$ 값으로 간주될 수 있다. 또한,  $\gamma_{0.7}$ 값은 Vucetic 등(1991)에 의하여 소성지수의 관계도표(그림 6)를 이용하여 추정할 수 있다.

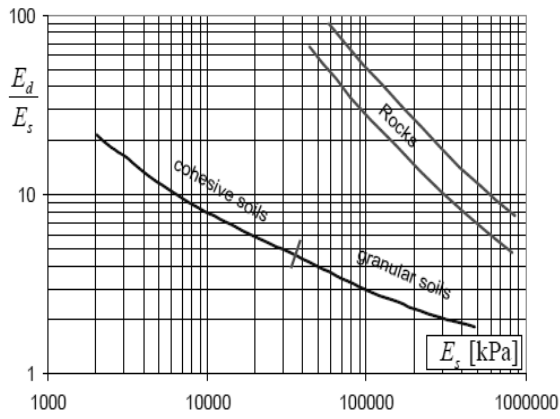


그림 5. 동적탄성계수와 정적탄성계수 관계

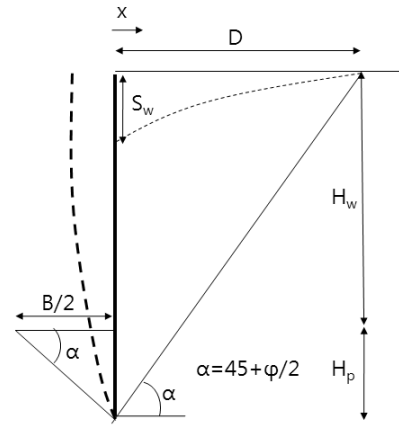


그림 7. Caspe 침하분포형태

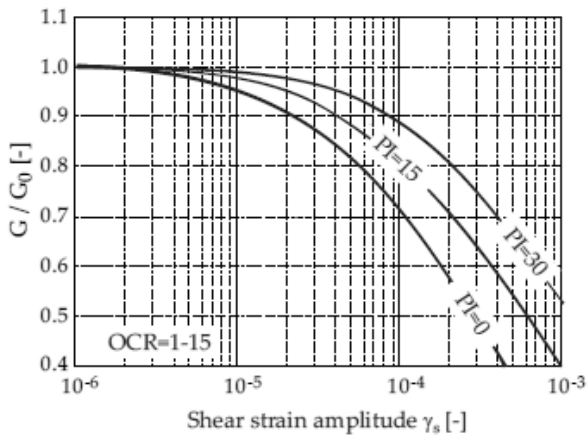


그림 6. 소성지수에 따른 강성감소를 관계

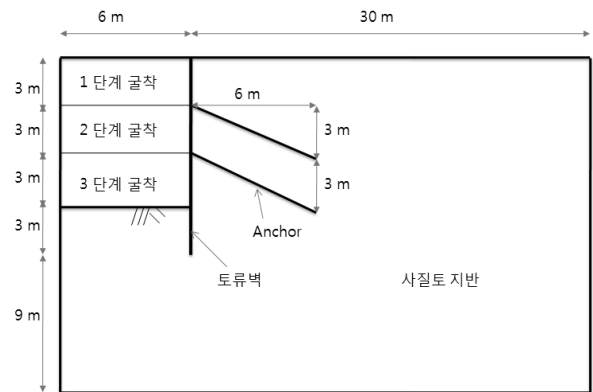


그림 8. 해석모델 모형

### 3. 굴착주변 지표면 침하의 경험적 분석기법

Caspe(1966)는 굴착주변지반에서 발생하는 총 침하량은 토류벽의 수평변위로 인하여 손실되는 체적과 같다는 이론을 바탕으로 침하-거리 곡선을 토류벽의 수평 변위량으로 부터 구하는 방법을 제안하였다. 이러한 가정이 반드시 현장상태와 일치하지는 않으나 다른 경험공식보다는 지표면 침하량을 탄소성해석과 계측치로 부터 신뢰성 있게 구할 수 있는 방법이다.

Caspe방법에 의한 계산순서는 다음과 같다.

- 가) 횡방향 벽체변위를 계산(예측치 또는 계측치)한다.
- 나) 횡방향 벽체변위를 합하여 변위체적  $V_s$ 를 구한다.
- 다) 침하 영향권의 횡방향 거리를 추정한다.

- ① 굴착심도  $H_w$ 계산
- ② 굴착영향 거리  $H_t = H_p + H_w$ 계산  
단,  $H_p = B(\phi=0$ 인 경우)

$$H_p = 0.5 \times B \times \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

- ③ 침하영향 거리 계산

$$D = H_t \times \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

- ④ 벽체에서의 표면침하량  $S_w$ 계산

$$S_w = \frac{2V_s}{D}$$

- ⑤ 벽체에서  $x$ 되는 거리별 침하량  $S_i$ 계산

$$S_i = S_w \times \left[\frac{x}{D}\right]^2$$

### 4. 지반 굴착에 대한 FEM해석

본 절에서는 지반굴착에 따른 미소변형률의 영향을 검토하기 위하여 2단의 어스앵커로 지지된 토류벽의 3단계 굴착시공을 고려하였다(그림 8참조). 기본해석모델로는 균일한 사질토지반을 가정하였으며, 깊이 9m, 폭 6m 굴착의 3단계 굴착시공을 고려하였으며, 해석범위는 효율적

표 1. 해석 입력값

구분	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	$c$ ( $kN/m^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )	$E$ ( $kN/m^2$ )	$\nu$	$\nu_{ur}$	$E_{50}^{ref}$ ( $kN/m^2$ )	$E_{ur}^{ref}$ ( $kN/m^2$ )	$E_0^{ref}$ ( $kN/m^2$ )	$\gamma_{0.7}$	$m$
MC	18	0	35	10	60000	0.25	-	-	-	-	-	-
HS	18	0	35	10	-	0.3	0.2	30000	90000	-	-	0.5
HS-small	18	0	35	10	-	0.3	0.2	30000	90000	270000	0.0002	0.5
토류벽	$EI = 24000kNm$											
앵커	$EA = 124350kN/m, \text{ 긴장력} = 50000kN/m^2$											

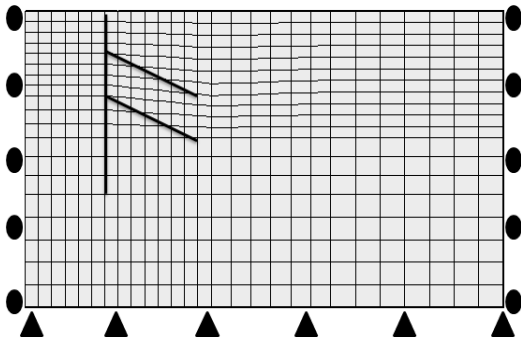


그림 9. 해석모델 유한요소망

계산을 위하여 굴착폭의 5B(B는 굴착폭), 깊이는 21m으로 설정하여, 그림 9와 같이 경계조건으로 양단경계는 롤러조건, 바닥경계는 힌지조건으로 해석을 실시하였다.

유한요소해석 프로그램으로는 1985년 스위스 공대를 주축으로 개발한 Z\_Soil v9.15(Zimmermand 등, 2009)를 사용하였다. 본 프로그램은 지반과 암반구조물의 2, 3차원 해석을 지원하는 범용 지반해석프로그램이다. FEM해석은 굴착단계를 고려하여 총 7단계로 시공단계를 모사하여 1단계에서는 토류벽 설치, 2단계에서는 1단계 굴착, 3단계에서는 1단 어스앵커설치를 모사하는 식으로 최종굴착단계별까지 단계시공을 고려하여 수치해석을 실시하였다.

#### 4.1 수치해석에 적용한 물성치

지반의 재료의 항복모델로서는 기본 모델로 비관련 흐름법칙(non-associated flow theory)의 Mohr-Coulomb 함수를 적용하였고, 진보된 모델로 응력경로를 고려할 수 있는 HS모델과, 미소변형율강성을 고려할 수 있는 HS-small 모델을 선정하였다. 어스앵커로서는 인장력만 받을 수 있는 트러스요소로 간주하였고 축강성(EA)은 124350kN/m로 가정하였다. 토류벽은 축력과 모멘트를 받을 수 있는 빔요소로 고려하여 모멘트 강성(EI)은 24000kNm/m로 가정하였다. 또한, 토류벽과 지반사이의 상대적 미끄럼 효과를 고려하기 위하여 경계면요소를 고려하였으며, 벽면마

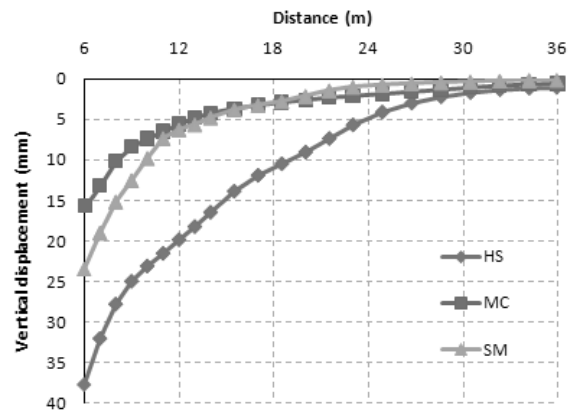


그림 10. 거리별 지표면 침하량(최종 굴착시)

찰각은  $\delta = 2/3\phi$ 로 간주하였다. 그리고 지반굴착으로 지표면에 다소의 침하를 발생시키기 위하여 앵커의 긴장력을 상대적으로 적게 가하고, 소성이 발생하기 쉽게 하기 위하여 점착력이 없고, 마찰각만 있는 사질토 경우를 고려하여 미소변형율이 토류벽 굴착해석에 미치는 영향을 검토하였다. HS 모델의 입력값은 Berin sand에 적용한 값을 참고(Schweiger, H.F., 2002)로 하여 다음과 같은 대표 값으로 산정하였다.  $E_{50}^{ref} = 30000 kPa$ ,  $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$ ,  $m=0.5$ ,  $\nu=0.3$ ,  $\nu_{ur}=0.2$  또한 HS-small 입력값은 사질토 경우에 해당되는  $\gamma_{0.7} = 0.0002$ ,  $E_0^{ref} = 3 E_{ur}^{ref}$  값을 사용하였다. MC 모델의 입력값은 HS 모델값과 비교하기 위하여 탄성계수값은 재하중시 탄성계수  $E_{50}^{ref}$  과 제하중시 탄성계수  $E_{ur}^{ref}$  값의 평균값으로하여  $E=60000(kN/m^2)$  값으로 설정하였으며, 포아슨비도 평균값으로  $\nu=0.25$ 로 하였다(표 1참조).

#### 4.2 해석결과 분석

토류벽 굴착시공으로 인한 인근 구조물 안전도평가에 매우 중요한 영향을 미치는 지표면 침하분포에 대하여 각 지반해석모델(MC: Mohr-Coulomb, HS: Hardening-Soil, SM: Hardening-Soil-Small)로 가정하여 구한 최종굴착시 발생된 결과를 그림 10에 표시하였다. 우선 침하분포도의

형태를 보면, MC, HS, SM 경우 모두 포물선 형태의 분포를 나타내었으나, 미소변형율을 고려한 SM경우가 보다 분명한 포물선 형태를 표시한다. 또한, 최대침하량은 MC경우가 제일 작게 평가되었고, HS경우가 MC경우보다 2.4배 정도 크게 평가되었다. 미소변형율을 고려한 SM의 최대 침하량은 MC경우보다 1.5배 값을 나타내었다. 이러한 결과는 단순 MC모델에 비하여 HS모델의 경우 지반의 굴착에 따른 응력경로를 고려한 모델이므로, 굴착으로 인한 침하량이 커지게 계산되는 경향이 발생되며, 미소변형율을 고려한 SM모델은 초기변형율에 대한 강성이 크게 고려되므로 HS경우보다 침하량이 작게 평가되는 결과를 보인 것으로 간주된다.

그림 11에는 최종단계 지반굴착으로 인한 토류벽에 발생된 횡방향 변위를 분석한 결과이다. 토류벽 변형분포의

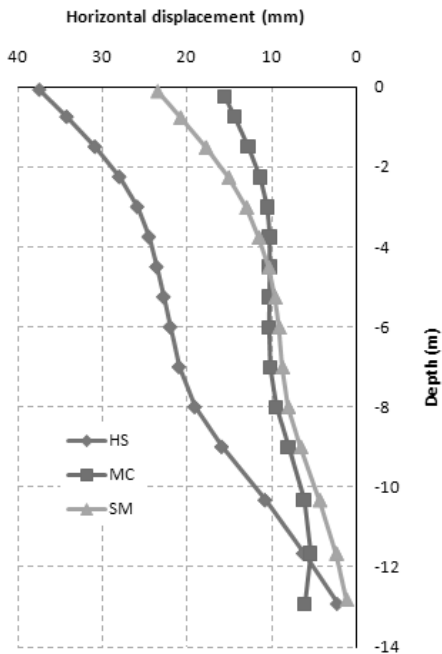


그림 11. 토류벽의 횡방향변위(최종 굴착시)

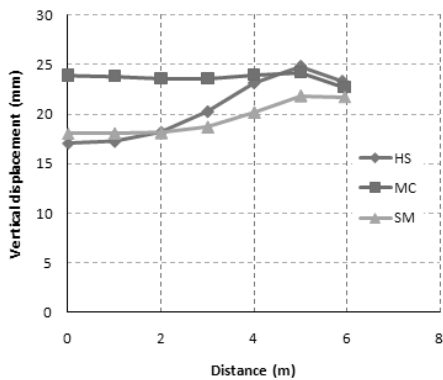


그림 12. 거리별 용기량 분포도(최종 굴착시)

형태는 지표면침하에서와 같이 HS, SM 경우가 유사한 형태를 띠며, 최대변위는 지표면에서 발생되었다. MC경우는 토류벽 바다부근에 상대적으로 많은 변형이 발생되어 HS, SM경우와 다른 형태의 변형분포도를 나타내었다. 또한, 지반굴착으로 인한 굴착바닥 부위에서 발생하는 용기량을 분석하여 보면, 세 경우 최대 용기량은 유사하게 나타내었으나, HS, SM경우 바다중심부의 용기량은 MC모델에 비하여 상당히 감소시키는 결과를 보여주었다. 용기량 분포형태를 살펴보면 MC경우는 균일한 형태를 보여 다소 현실과 다른 양상을 보였다(그림 12참조).

최종단계 굴착시 발생하는 토류벽 벽체에 발생하는 모멘트 분포도를 표시하면 그림 13과 같다. 각 해석모델에 따른 모멘트 분포도는 거의 유사한 형태를 나타내었으며, 최대모멘트 크기는 HS 경우가 최대 45kNm/m로 계산되었으며, MC경우는 32kNm/m로 나타나, 거의 1.4배의 차이가 발생되었다.

Caspe경험식에 의한 지표면 침하분석과 비교하기 위하여, 각 모델경우에 따른 해석된 토류벽의 횡방향 변위를 이용하여 경험식에 의한 거리별 지표면침하량을 분석하였다(표 2참조). MC모델의 경우 그림 14(a)에서 보듯이 FEM 해석값은 경험식에 비하여 상당히 완만한 침하곡선을 나타내고, 최대침하량, 침하영향범위가 큰 차이를 나타내고 있다. HS모델의 경우(그림 14(b))는 FEM해석값과 경험식에 의한 최대침하량은 다소 근접하나 침하영향범위가 상당한 차이를 보인다. 그림 14(c)의 비교곡선에서 보듯이 최대침하량, 침하영향범위 및 침하분포가 SM모델의 경우,

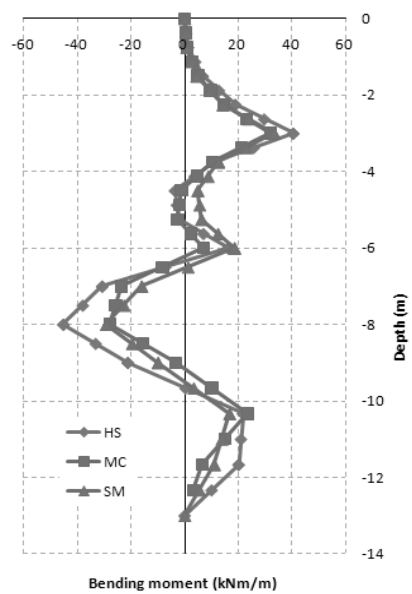
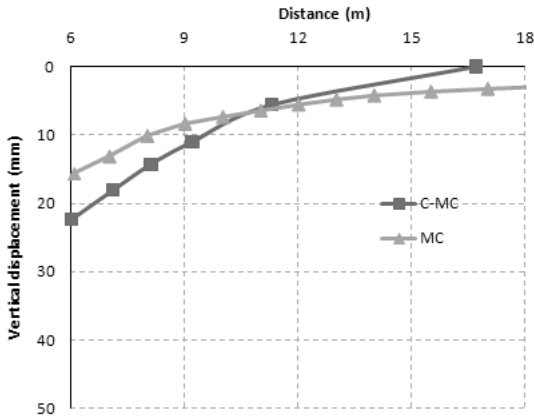


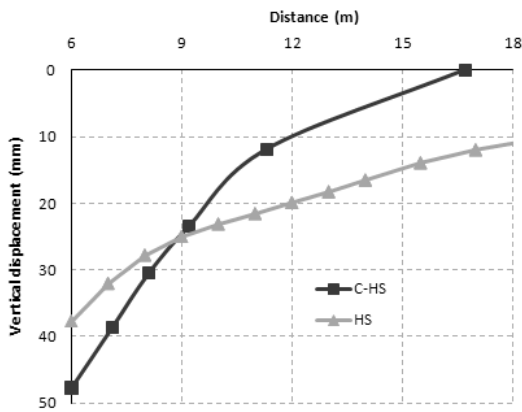
그림 13. 모멘트 분포도(최종 굴착시)

표 2. 모델별 경험식에 의한 침하량

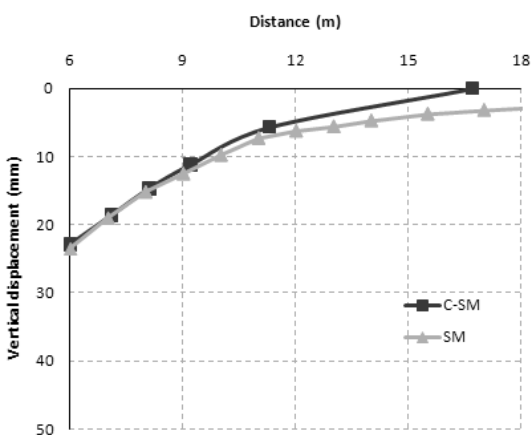
침하영향거리(D)	0,0	0,1D	0,2D	0,3D	0,5D	1D
거리(m)	0,0	1,1	2,1	3,2	5,3	10,7
침하량(mm): C-MC	22,4	18,1	14,3	11,0	5,6	0,0
침하량(mm): C-HS	47,7	38,7	30,5	23,4	11,9	0,0
침하량(mm): C-SM	22,9	18,6	14,7	11,2	5,7	0,0



(a) MC모델 경우



(b) HS모델 경우



(c) SM모델 경우

그림 14. 거리별 지표면 침하량(최종 굴착시)

FEM해석결과와 Caspe경험식을 적용한 C-SM경우 매우 유사한 결과를 나타내었다. 일반적인 사질토 지반을 굴착

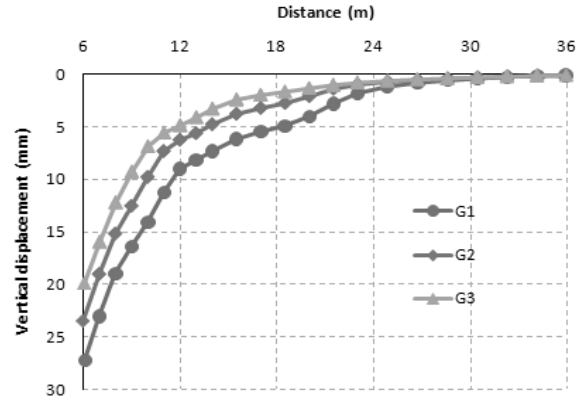


그림 15. 거리별 지표면 침하량(최종 굴착시)

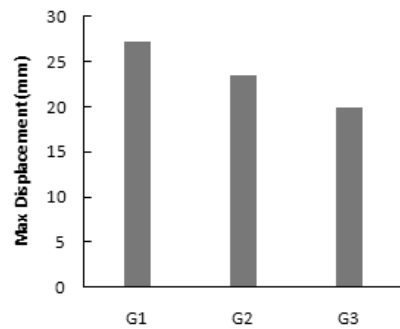


그림 16.  $\gamma_{0.7}$ 에 따른 최대침하량

할 경우, 지표면 침하분포는 포물선 형태를 나타내는 것으로 알려져 있어, MC, HS 해석경우 보다 SM으로 해석한 결과에 의한 추정이 보다 합리적인 지표면 침하예측을 나타내는 것으로 판단된다.

## 5. 미소변형을 매개변수 영향연구

### 5.1 $\gamma_{0.7}$ 값의 영향

미소변형을 강성모델의 중요변수인  $\gamma_{0.7}$ 의 영향을 분석하기 위하여 기본 굴착모델에서  $\gamma_{0.7}$ 값을 0.0001을 기준으로 하고, 1배(G1), 2배(G2), 3배(G3)로 변화시키고, 다른 조건들은 기존의 값으로 고정하여 FEM해석을 실시하였다. 우선, 최종굴착시 지표면의 침하량을 분석하여 보면 그림 15에 표시하듯이 침하분포형태는 모두 포물선 형태



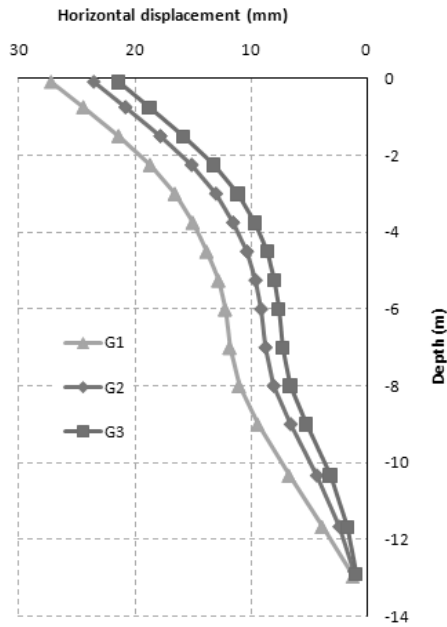


그림 17. 토류벽의 횡방향변위(최종 굴착시)

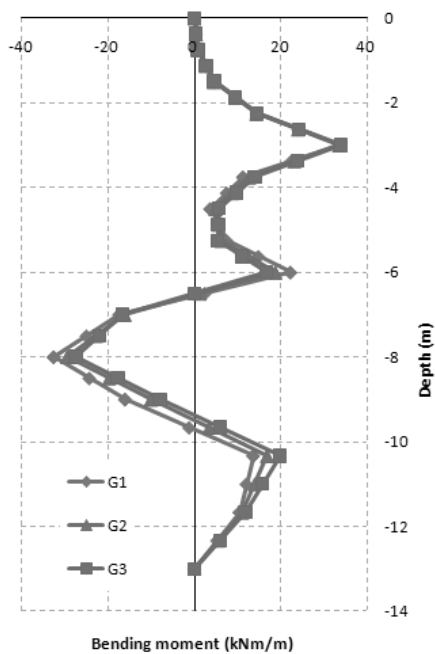


그림 18. 모멘트 분포도(최종 굴착시)

를 띠며, 최대침하량은  $\gamma_{0.7}$  값 크기에 비례하여 감소한다. 또한 토류벽의 횡방향 변형형태는  $\gamma_{0.7}$  값 크기에 상관없이 동일한 형태를 보이며, 횡방향 변위량은  $\gamma_{0.7}$  값에 거의 직선적으로 반비례한다(그림 17참조). 그리고 벽체에 발생되는 모멘트 분포도는 그림 18에 표시하듯이  $\gamma_{0.7}$  값에 관계없이 분포형태가 동일하며, 모멘트 크기는 상대적으로 차이가 없는 것을 알 수 있다.

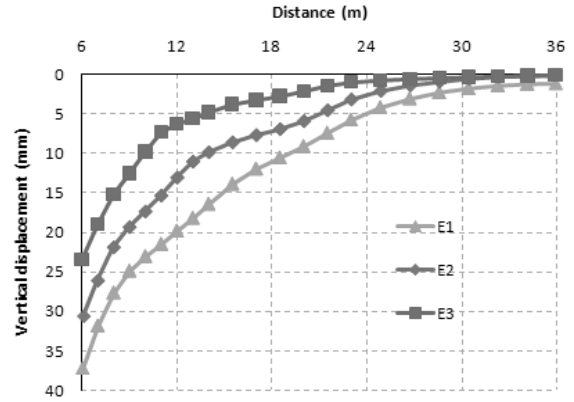


그림 19. 거리별 지표면 침하량(최종 굴착시)

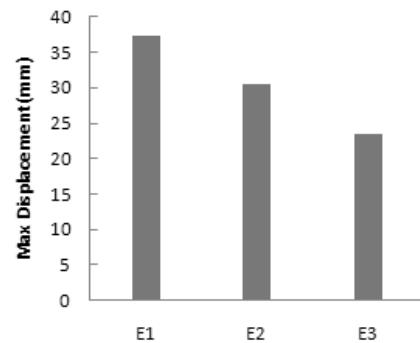


그림 20.  $E_0$ 에 따른 최대침하량

## 5.2 $E_0$ 값의 영향

본 절에서는 미소변형을 강성모델  $E_0$  값의 영향을 분석하기 위하여 기본 굴착모델에서 다른 변수는 고정시키고,  $E_0$  값을 90000을 기준으로하고, 1배(E1), 2배(E2), 3배(E3)로 변화시켜 가면서 FEM 해석을 실시하였다. 첫 번째로 지표면의 침하량을 분석하여 보면 그림 19에 표시하듯이 침하분포형태는 E2, E3경우가 비교적 명확한 포물선형태를 띠며,  $E_0$  값에 따른 최대침하량의 크기는 강성크기에 반비례하는 결과를 나타내었으며, 최대침하량은 E3경우가 E1경우에 비하여 0.63배로 적게 평가되었다(그림 20참조). 두 번째로 토류벽의 횡방향 변형형태는  $E_0$  값 크기 상관없이 동일한 형태를 보이며, 횡방향 변위량은  $E_0$  값에 거의 직선적으로 비례한다(그림 21참조). 세 번째로 그림 22에 표시하듯이 벽체에 발생되는 모멘트 분포도는  $E_0$  값에 관계없이 분포형태는 동일한 형태를 보이나 최대모멘트 크기는 E1경우가 E3경우에 비하여 1.7배가 증가하는 것을 알 수 있다.

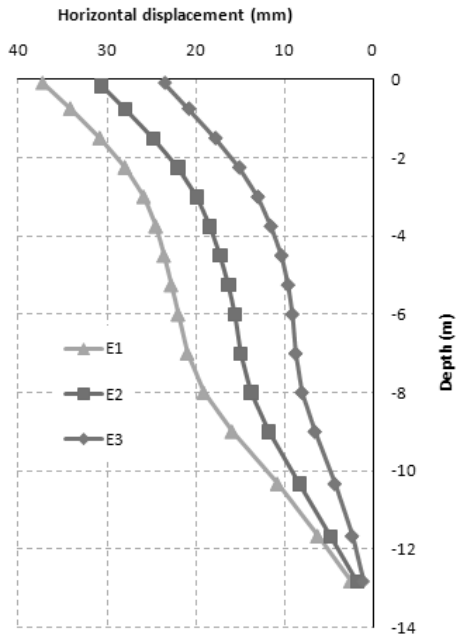


그림 21. 토류벽의 횡방향변위(최종 굴착시)

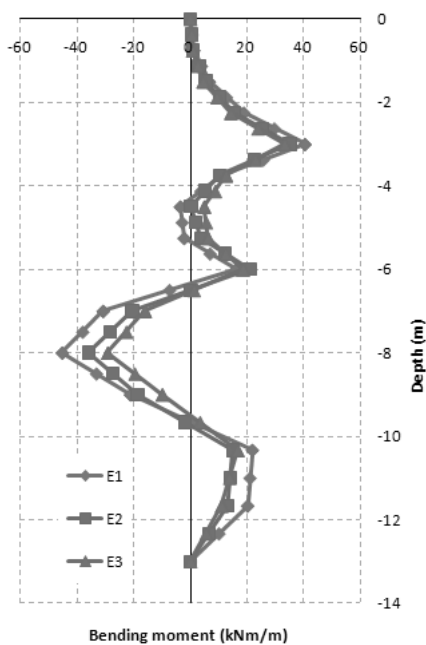


그림 22. 모멘트 분포도(최종 굴착시)

## 6. 결론

본 논문에서는 미소변형율 강성이 어스 앵커로 지지된 토류벽 굴착해석에 미치는 영향을 검토하기 위하여 지반 재료의 항복모델을 Mohr-Coulomb(MC), Hardening-Soil(HS), Hardening-Soil-Small(SM)모델로 간주하여 수치해석을 실시하였다. 토류벽 굴착에 따른 지표면의 침하 분포, 토류벽의 변형량, 굴착바닥의 용기량, 토류벽의 모

멘트분포 등을 검토하여 미소변형율 강성이 미치는 영향에 대하여 분석하였다. 분석결과에 대하여 정리하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 토류벽 굴착해석에서 미소변형율을 고려하는 지반 해석 모델의 경우(SM), 지표면 침하분포에 있어서 기존의 모델(MC, HS 경우)에 비하여 Caspe 경험식과 매우 유사한 포물선 분포형태의예측을 나타내어 보다 좋은 결과를 보여주었다.
- (2) 미소 변형율을 고려하는 지반모델(SM) 경우, 지표면침하, 벽체변형에 있어서, 기존의 MS모델과 HS 모델 해석결과의 사이 값에 존재하고, 굴착바닥 용기량, 벽체모멘트 값은 상대적으로 작은 값을 예측하는 결과를 나타내었다.
- (3) 미소변형율의  $\gamma_{0.7}$ 값의 변화에 따른 토류벽 굴착으로 인해 발생하는 지표면 침하는 반비례 감소하며,  $\gamma_{0.7}$ 값 변화에 따른 모멘트 크기의 변화는 상대적으로 차이가 없는 결과를 나타내었다.
- (4) 미소변형율의  $E_0$ 값의 크기에 따른 토류벽 굴착으로 인해 예측되는 지표면 침하, 토류벽에 발생하는 모멘트 크기는 거의 반비례 감소하는 결과를 나타내었다.

## 감사의 글

본 논문은 전주대학교 학술연구 조성비에 의하여 연구되었음을 밝히며 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참고문헌

1. 신중호 (2001), “화강토의 구성방정식 및 터널해석에의 적용”, *한국지반공학학회논문집*, Vol.17, No.1, pp.131-139.
2. 이병철, 김동수, 고동희 (2005), “역재하/재재하시 저변형율 영역에서 지반의 응력-변형율 모델”, *한국지반공학학회논문집*, 제25권, 제6C호, pp.413-419.
3. Alpan I. (1970), “The geotechnical properties of soils”, *Earth-Science Reviews*. Vol.6, pp.5-49.
4. Ben, T. (2007), *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Dr-Ing Thesis. Institute of Geotechnics, University of Stuttgart.
5. Caspe, M.S. (1966), “Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts”, *JSMFD*, ASCE, Vol.92, SM4, pp.51-59.
6. Duncan, J.M. and Chang, C.Y., (1970), “Nonlinear analysis of stress and strain in soil”, *Journal of the Soil Mech. and*

- Found. Div.*, ASCE, Vol.96, pp.1629-1653.
7. Hardin, B.O. (1978), "The nature of stress-strain behaviour of soils", *Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol.1, New York, pp.3-90.
  8. Hardin, B.O. and Drenevich, V.P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects", *J. of SMF Div.*, ASCE, Vol.98, SM6, pp.603-624.
  9. Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. and Burland, J.B. (1986), "Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction", *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.377-396.
  10. Potts, D.M., Zdravkovic, L. (2001), *Finite element analysis in geotechnical engineering: Application*. Thomas Telford, London.
  11. Ramberg, W. and Osgood, W.R. (1943), "Description of stress-strain curves by three parameters", *Technical Notes: National Advisory committee for Aeronautics No.902*, Washington, pp.27.
  12. Schanz, Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G., (1999), "The hardening soil model: Formulation and verification", *Beyond 2000 in computational geotechnics*, Balkema, Rotterdam, pp.1-16.
  13. Schweiger, H.F. (2002), "Results from numerical benchmark exercises in geotechnics, Numege 2002", *5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Paris, Vol.1, pp.305-314.
  14. Tatsuoka, F., Jardine, R.J., LoPresti, D., DiBenedetto, H. and Kodaka, T. (1997), "Theme Lecture: Characterizing the prefailure deformation properties of geomaterials", *Proc. of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamberg, Vol.4, pp.2129-2164.
  15. Vucetic M. and Dobry R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol.117, pp.89-107.
  16. Zimmermann, A. Truty Th. and Podles, K. (2009), *Z\_Soil.PC 2009 Manual*, Zace Services Ltd. Switzerland.

(논문접수일 2010. 4. 16, 심사완료일 2010. 6. 7)