

소일네일링 구조물의 수치해석 Numerical Analysis of Soil Nail System

유 남 재* 김 영 길** 박 병 수** 이 종 호***
Yoo, Nam-Jae Kim, Young-Gil Park, Byung-Soo Lee, Jong-Ho

Abstract

Current design and analyzing methods about soil nailing structures, developed on the basis of results obtained from experiments in laboratory or in field and numerical analyses, have applied different interaction mechanisms between the reinforced nails and the surrounding ground, and this different safety factors against failure have been obtained. They might be proper approaches if the assumptions about rigidity of nails and ground conditions are met with actual conditions occurred in field. Otherwise, they would result in designing on analyzing in inappropriate ways so that it is needed to evaluate the validity of them. Therefore, overall behavior and failure mechanism about soil nailing system were investigated by performing numerical method.

Using a finite element analysis, parametric studies were made to examine the importance of the various parameters and their effects on the soil nailing system. The numerical technique of FEM, implemented with the Hyperbolic constitutive model, was also used to analyze the test results.

키워드 : 중력수준 모델링, 경계면요소, 자중, 상재하중, 쌍곡선 모델

Keywords : *Modeling of G-level, Interface Element, Selfweight, Surcharge, Hyperbolic Model*

1. 서 론

소일네일링 구조물은 택지개발 및 철도·도로 절토구간내 인접사면의 보강, 지하구조물 및 터널등과 같은 토목관련 시설물 축조에 필요한 굴착지보체계의 제공 등을 목적으로 지난 20여년 동안 주로 유럽에서 발전되어 왔으며, 특히 프랑스(Schlosser & Juran, 1979 : Schlosser, 1983)와 독일(Stocker의 3인, 1979 : Gassler & Gudehus, 1981)에서 사용되어 왔다. 최근들어 소일네일링 공법이 절토사면 안정화 작업에 성공적으로 적용되어 폭넓게 사용되고 있다. 미국에서는 Shen 등(1978, 1981)에 의해 통상적인 엄지말뚝과 버팀보를 조합한 공법 대신에 "Lateral Earth Support System"이라 불리는 소일네일링 공법이 개발되어 굴착지보체계에 성공적으로 적용되었

으며, 다양한 설계 및 해석방법들이 제시되었는데 이러한 설계 및 해석방법들은 한계평형해석과 운동학적 한계평형 개념을 바탕으로 하고 있다.

한편, 소일네일링의 구조물에 관한 수치해석적 연구는 여러 연구자(Shen의 3인, 1978 : Bang, 1978)들에 의해 이루어져 왔는데, 이들은 현장시공조건외의 모사 및 주요 설계변수들이 구조물에 미치는 영향에 관해 중점적으로 다루었다.

본 연구에서는 중력수준을 고려할 수 있는 수치해석기법을 사용하여 원심모형 실험결과를 비교분석함으로써 원심모형 실험결과와의 타당성을 검증하는 한편, 소일네일링 구조물의 주요 설계변수 즉, 네일의 길이, 설치각, 전면판 및 네일의 강성도 등이 구조물의 거동에 미치는 영향을 심층분석하였다.

* 강원대학교 토목공학과 부교수, 공학박사

** 강원대학교 토목공학과, 공학박사

*** 강원대학교 토목공학과, 박사수료

2. 이론고찰

2.1 중력수준 모델링

원심모형 실험결과에의 검증에 위해서는 먼저 소일 네일링 구조물의 주구성요소 및 원심모델링 과정을 제대로 모사할 수 있는 수치해석 프로그램이 요구된다. 이를 위해 Herrmann(1978)이 개발한 2차원 유한요소 프로그램인 REA(Reinforced Earth Analysis)를 도입하여 사용하였다. 그러나, 이 프로그램은 보강토 구조물의 중요한 메카니즘인 흙과 보강재 사이의 상호작용 문제를 다루는데 매우 효율적이나 원심 모델링 과정중 중력수준의 증가로 인해 발생하는 연직응력 및 벽체의 이동변위를 제대로 예측할 수 없는 단점을 지니고 있다. 따라서, 기존의 REA 프로그램을 지반의 자중에 의한 응력증가 효과를 고려할 수 있도록 수치모델링하였다.

원심모형실험에서는 1g 부터 50g까지 중력수준이 점차로 증가하면서 지반의 자중에 의한 연직응력이 모형토체에 적용된다. 이 때, 등가의 절점력을 구하기 위하여 가상일의 개념을 도입하여 한 요소의 체적, dV 에 작용하는 중력을 구하면 다음과 같다.

$$dG = \rho g dV \quad (1)$$

여기서, ρ : 재료의 밀도, g : 중력 가속도

따라서 x, y 방향으로 작용하는 수평, 수직분력은 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$dG_x = \rho g dV \sin \theta \quad (2a)$$

$$dG_y = -\rho g dV \cos \theta \quad (2b)$$

윗 식에 가상 변위 u, v 를 도입하고, 가상일의 원리를 적용함으로써 각 절점에 작용하는 등가의 절점력을 구하면 다음과 같다.

$$P_{xi} u = \int_v N_i u \rho g \sin \theta dV \quad (3a)$$

$$P_{yi} v = - \int_v N_i v \rho g \cos \theta dV \quad (3b)$$

여기서, N_i 는 형상함수(shape function)

식 (3)을 행렬로 간단히 표현하면 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} P_x \\ P_y \end{bmatrix} = \int_v N_i \rho g \begin{bmatrix} \sin \theta \\ \cos \theta \end{bmatrix} dV \quad (4)$$

위의 적분식은 중력가속도로 인한 등가의 절점력으로, 이를 REA에 적용하기 위하여 Gauss 수치적분 기법을 사용하여 다시 표현하면 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} P_x \\ P_y \end{bmatrix} = \sum_{n=1}^{NGAUS} \sum_{m=1}^{NGAUS} \int_{V_e} \rho g t \begin{bmatrix} \sin \theta \\ -\cos \theta \end{bmatrix} N_i(\xi_n, \eta_m) W_n W_m \det J \quad (5)$$

여기서, t : 요소두께, NGAUS : 가우스 점들의 번호, J : Jacobian 매트릭스, W_n, W_m : 가우스 중량함수

수치모델링 과정은 원심모델링 과정과 마찬가지로 1g 조건하에서 제작된 축소모형과 같은 크기의 유한요소망을 사용하고, 모든 요소에서의 초기응력상태는 정지토압 상태라고 가정하였다. 이때, 이에 상응하는 강성매트릭스가 구성되고 1g 중력장과 같은 하중 벡터하의 변위벡터가 계산된다. 다음단계에서 이력함수 개념을 도입하여 첫 번째로 지정된 증분값 이전에는 이력함수가 0의 값을 취하게 되나 점차 최종 지정된 값으로 보간이 이루어지게 되며 지정된 증분 번호 사이는 선형적으로 보간이 이루어진다. 이와 같은 이력함수 개념을 수정된 프로그램에 도입함으로써 중력수준의 증가에 따른 모형구조물의 거동을 예측할 수 있도록 하였다.

2.2 흙의 구성모델

유한요소해석을 통한 많은 토질공학적인 문제들을 다루는데 있어 흙의 응력-변형 구성법칙을 어떻게 구성하고 적용하느냐에 따라 여러 학자들에 의해 서로 다른 모델이 개발되어 사용되어 오고 있다.

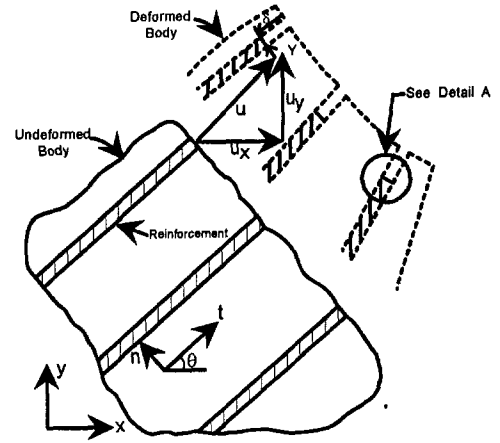
지금까지 알려진 구성모델중 가장 간단한 것은 등방, 선형 탄성 재료에 적용하는 구성모델로 여기서는 2개의 파라미터 즉, 탄성계수와 포아송비만이 요구된다. 그러나, 실내실험 결과에서도 알 수 있듯이 흙의 응력-변형 거동은 비선형적이며 구속응력에 의해 지배됨을 알 수 있다. 이러한 흙의 응력-변형 거동의 비선형성과 응력의존성을 고려하기 위하여 Kondner (1963)등에 의해 처음으로 쌍곡선 모델이 제안된 후 Duncan & Chang(1970)에 의해 더욱더 발전되어 왔다. 이 쌍곡선 모델은 응력-변형 거동의 세 가지 특징(비선형성, 응력 의존성, 비탄성)을 모두 고려한다. 흙의 응력-변형을 관계는 흙의 비선형 거동에 기인하여 일련의 선형 탄성거동의 조각들로 나누어 근사화하는 일종의 의사선형모델로 흙의 응력-변형 거동을 예측하는데 있어서 지금까지 알려진 모델중 비교적 단순하면서도 가장 실용적인 모델로 간주되어 폭넓게 사용되어 왔다. 이러한 쌍곡선 모델은 그들을 구성하고 있는 파라미터들에 대한 물리적

의미 파악이 용이하다는 점과 삼축압축실험을 통하여 비교적 쉽게 매개변수를 산정할 수 있다는 장점을 갖고 있는 반면에 전단시 체적팽창, 변형을 연화현상 및 중간 주응력의 영향을 고려할 수 없는 단점들도 지니고 있다.

표 1은 수치해석에 적용된 쌍곡선 모델을 구성하고 있는 8개의 파라미터를 나타낸다.

표 1 쌍곡선 구성모델의 매개변수(주문진 표준사)

Parameter		Evaluated Value	
Mohr-Coulomb Failure	c	0.0	
	ϕ	42.65	
Stress-Strain	Loading	K	995.45
		n	0.75
		R_f	0.83
		P_a	1.033
	Unloading	K_{ur}	2470
Axial Strain-Volumetric Strain	E & ν	d	0.205
		G	0.42
		F	0.11
	E & B	K_b	342
		m	0.35



Deformed and Undeformed Geometry

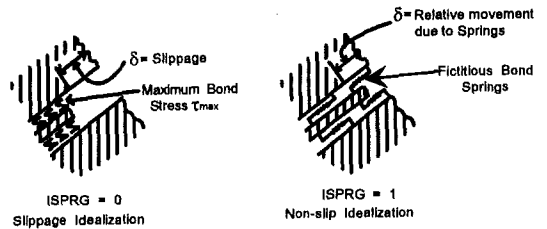


그림 1 경계면 요소의 모델링

2.3 경계면 요소

지반과 보강네일 사이의 경계면에서 발생하는 마찰거동을 모사하기 위하여 그림 1에서 보인 바와 같이 서로 다른 두 재질의 경계면에 가상의 연직 및 접선방향의 스프링을 부착하여 경계면에 발생하는 점착력 및 마찰력을 산정하는 기법을 사용하였다. 이러한 기법은 철근 콘크리트에서 철근과 콘크리트 경계면에서의 부착거동을 모사하는데 사용된 방법으로 초기에는 네일에 각각 연직 및 접선방향의 스프링을 부착시켜 접촉면에서 상대변위를 일으키면 가상의 스프링에 전단응력이 발생하고, 그 값이 허용부착응력 이상이면 경계면에서 미끄러짐이 유발된다. 네일과 지반 사이의 연직변위는 강성도가 매우 큰 스프링 값을 사용하여 같은 연직변위값을 갖도록 하며 접선방향으로 유발되는 접선변위는 상대변위량, δ 에 의하여 표시된다. 상대변위량에 의하여 경계면에서 유발되는 전단응력은 접선 스프링의 강성도에 따라 결정되며, 그 값이 Mohr-Coulomb의 파괴규준에 의해 제시된 최대 허용 부착력보다 크게 되면 미끄러짐이 발생하며 경계면에서는 최대 허용 부착력, $\tau_{max} = c + \sigma \tan \phi$ 이 등분포하다고 가정하였다.

한편, 미끄러짐이 발생하지 않는 경우는 균등하게 분포되어 있는 가상의 접선 스프링에 의하여 전단 저항력이 발생하며 그 값은 가상 스프링의 강성도에 의하여 결정된다. 그러므로 지반과 보강네일 사이의 경계면에서 발생하는 응력 및 변위에 관한 거동은 힘의 평형조건과 변위의 적합조건식을 만족시킬 수 있도록 증분-반복법의 수치해석기법을 사용하여 산정된다.

2.4 초기응력상태

수치해석을 실시하기 위해서는 먼저 지반의 초기 응력 상태를 결정하여야 하는데, 이를 위하여 원심모형실험에 사용된 모형의 제원을 바탕으로 그림 2에서 보는 것처럼 510개의 요소와 558개의 절점을 갖는 유한요소망을 작성하고 모형벽체의 양쪽 경계면은 로울러 지점, 바닥경계면은 고정지점으로 모사하였다. 지반은 Duncan의 수정 쌍곡선 모델(E&B 모델)을 사용하여 모사하였으며, 쌍곡선 모델의 매개변수는 표 1에 제시하였다.

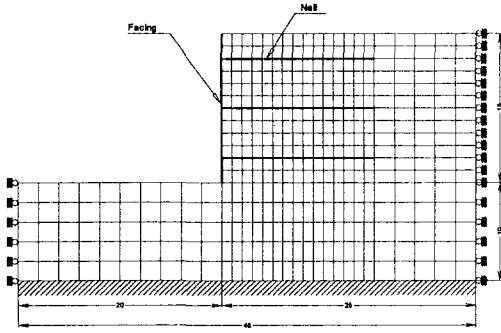


그림 2 초기응력 결정에 사용된 유한요소망

이 모델은 응력의 변화에 따른 체적변화 현상을 실질적으로 모사한 것으로 Duncan의 쌍곡선 모델 (E&ν 모델)에서는 낮은 구속응력하에서 큰 포아송비가 생성되어 결국 큰 체적감소를 가져오므로 질량 불변의 법칙이 성립되지 않는다. 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여 다음과 같은 포아송비 계산식이 적용된다.

$$\nu_i = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{E_i}{3B} \right) \quad (6)$$

윗 식에서 일정한 체적계수인 B값이 요구되는데, 이 값을 산정하는 과정은 다음과 같다.

탄성론에 의한 포아송비(= ν)와 정지토압계수(= K₀)의 관계식으로부터 구한 포아송비는 다음과 같다.

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} = \frac{0.32}{1+0.32} = 0.24 \quad (7)$$

여기서, 정지토압계수는 Jaky의 경험식 (K₀ = 1 - sin φ = 0.32)을 통해 얻을 수 있다.

한편, 50g의 중력수준에서 벽체의 중간높이에 작용하는 연직응력(= Nγh)을 산정하고, 쌍곡선 모델의 매개변수인 K, P_a 및 n값을 다음 식에 대입하여 구한 초기탄성계수는 다음과 같다.

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n = 291.1 \text{ kg/cm}^2 \quad (8)$$

따라서, 이러한 과정을 통해 얻어진 초기탄성계수와 포아송비를 다음식에 대입하면 체적계수, B값을 구할 수 있다.

$$B = \frac{E_i}{3(1-2\nu)} = \frac{291.1}{3(1-2 \times 0.24)} = 186.6 \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

이와같이 지반을 탄성체로 가정하여 지반의 자중에 의한 응력을 유한요소 해석으로 구한 결과는 그림 3과 같다.

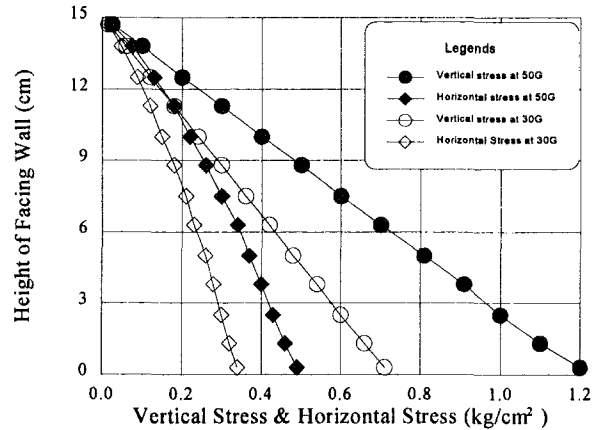


그림 3 지반의 초기응력상태

그 결과, 30g 및 50g의 중력수준이 작용할 때 지반내의 수직, 수평응력은 깊이에 따라서 선형적으로 증가한다. 이는 탄성론으로부터 정지상태의 응력을 계산할 때의 식인 식 (10)을 적용하여 구한 값과 일치함을 알 수 있다.

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_v = K_0 \gamma z \quad (10)$$

여기서, σ_v와 σ_h는 각각 수직 및 수평응력이고, K₀는 정지토압계수이다.

따라서, 본 연구의 모형실험에 대한 수치해석을 적용함에 있어, 모형지반의 응력분포가 초기에는 직선적으로 증가한다고 가정하였다.

3. 소일네일링 구조물의 수치해석

본 해석에서는 보강토체를 지반과 네일로 분리하여 해석하는 방법을 적용하였다. 일반적으로 소일네일링 구조물의 시공시 네일이 봉상의 형태로 설치되므로 3차원적으로 해석을 실시해야 되지만, 여기서는 등가의 강성도를 갖는 판으로 변환시켜 2차원으로 평면 변형상태로 해석을 실시하였다. 이 방법은 지반과 네일사이에 유발되는 부착응력, 네일의 설치에 따른 불연속면에 발생하는 응력집중, 지반에 발생하는 응력이 네일로 전달됨에 따라 벽체에 발생하는 국부적인 변위유발을 해석할 수 있는 단부효과 등 네일과 지반사이의 상호작용에 대한 해석결과를

직접 얻을 수 있는 장점을 지니고 있다. 그러나, 등가의 강성도를 이용하여 3차원에서 2차원으로 변환시켜 줌에 따라 지반에 발생하는 연직방향의 전단응력이 단절되는 현상을 피할 수 없으므로 그에 따른 해석적 오차를 범할 수 있는 단점을 갖고 있다.

3.1 자중실험에 관한 수치해석

원심모형실험에 관한 수치해석을 수행하기에 앞서 소일네일링의 구조물의 설계변수 즉, 네일의 길이 및 삽입각도, 전면판과 네일의 강성도가 그의 거동에 미치는 영향을 알아보기 위하여 매개변수적 연구를 실시하였다.

표 2 수치해석에 사용된 매개변수 및 가정값
 (*는 기준모델의 매개변수)

매개변수	가정값
굴착깊이(cm)	5, 10, 15*
네일의 배열(열×층)	2×3*, 4×3, 5×4
네일의 길이(cm)	6, 9*, 12, 15
전면판의 두께(cm)	0.1, 0.2*, 0.3, 0.4
네일의 직경(cm)	0.2*, 0.3, 0.4, 0.5
네일의 설치각(deg.)	0, 5, 10*, 20, 30
중력수준(G-level)	30, 50*

그림 4 - 7은 원심모형실험중 자중실험에서 사용한 모형의 제원을 바탕으로 작성한 유한요소망을 보여준다. 모형토조의 양쪽 경계면에는 로올러를 설치하여 수평방향의 변위를 억제하도록 하였으며, 저면과 토체사이의 경계면은 고정지점으로 보고 해석을 실시하였다.

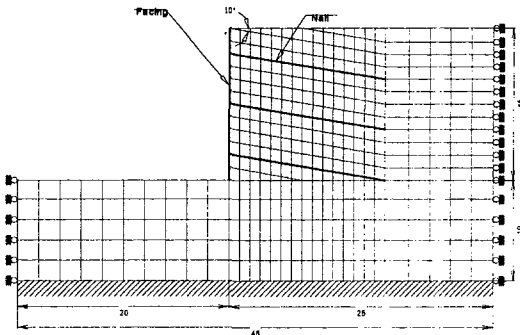


그림 4 자중실험 결과해석에 사용된 유한요소망
 (네일설치각:10°)

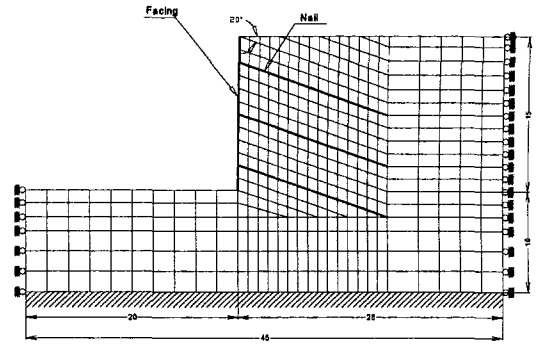


그림 5 자중실험 결과 해석에 사용된 유한요소망
 (네일설치각:20°)

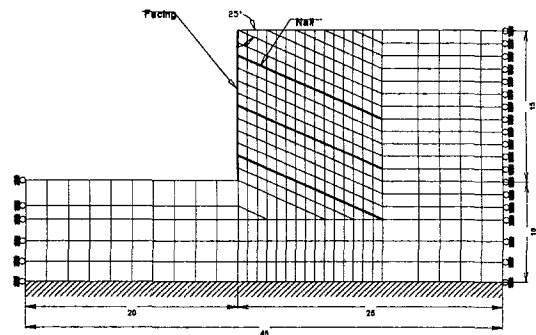


그림 6 자중실험결과 해석에 사용된 유한요소망
 (네일설치각:25°)

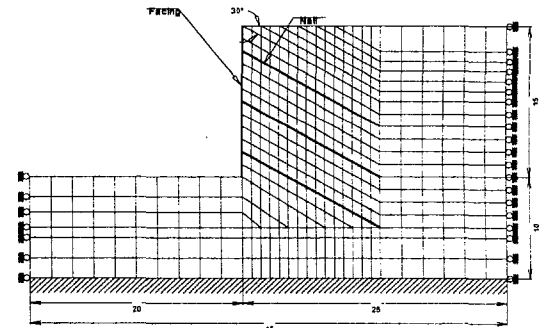


그림 7 자중실험 결과 해석에 사용된 유한요소망
 (네일설치각:30°)

이와 관련된 모형의 구조적 요소는 흙, 전면판, 네일등 세가지 요소로 구성되어 있는데, 흙은 수정 쌍곡선 모델을 사용하여 삼각형 또는 사각형 요소로 표시한 반면에 전면판과 네일은 선형 탄성 변형을 경화모델(Linear Elastic Strain Hardening Model)을 이용한 1차원 썸 요소로 모사하였다.

전면판의 탄성계수는 $7.86 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 이고, 포아송비는 0.33으로 가정하였다. 직접전단시험을 실시하여 얻은 흙과 전면판 사이의 마찰계수는 0.2이고, 흙과 네일 사이의 마찰계수는 흙의 내부마찰각과 동

일한 것으로 보아 $\tan \phi_f = 0.92$ 를 사용하였다. 한편, 흙과 네일 및 흙과 전면판 사이의 부착 스프링 계수, k 는 다음식을 이용하여 구하였다.

$$k = \frac{8G_s}{ps^2[\ln(4/ps) - 3/4]} \quad (11)$$

여기서, G_s 는 흙 전단계수의 접선값, p 는 단위체 적당 흙에 대한 네일의 표면적, s 는 $\sqrt{2S_v S_h / \pi}$, S_v 와 S_h 는 네일의 수직, 수평간격.

부착 스프링 계수(=부착응력/상대변위)는 G_s 의 선형함수로 가정함으로써 가상 스프링의 강성계수, X_k (= k/G_s)를 계산하여 입력하였다.

한편, 모형지반의 응력상태를 구하기 위하여 네일로 보강된 보강영역과 무보강영역에서의 수평, 수직응력을 조사하였다. 그림 8은 E & B 버전을 사용하여 중력수준이 각각 30g, 50g일 때 전면벽으로부터 약 3.5cm 떨어진 보강영역에 작용하는 깊이에 따른 수평 및 수직응력을 나타낸다. 그림 8의 해석결과를 정지토압 상태(그림 3 참조)의 응력과 비교해볼 때 보강영역의 응력상태가 주동토압 상태임을 알 수 있다. 그림 9는 전면벽으로부터 9.4cm 만큼 떨어진 곳에서 발생하는 무보강영역의 응력상태를 나타낸다. 이와 같은 결과를 종합해 보면, 응력상태의 크기는 정지토압, 무보강영역, 보강영역 순으로 큼을 알 수 있었다.

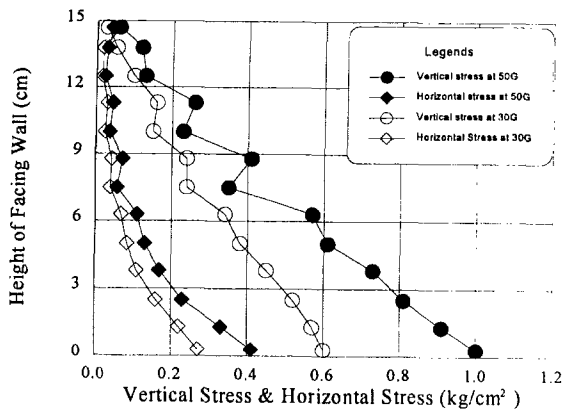


그림 8 깊이에 따른 보강영역에서의 수평, 수직응력

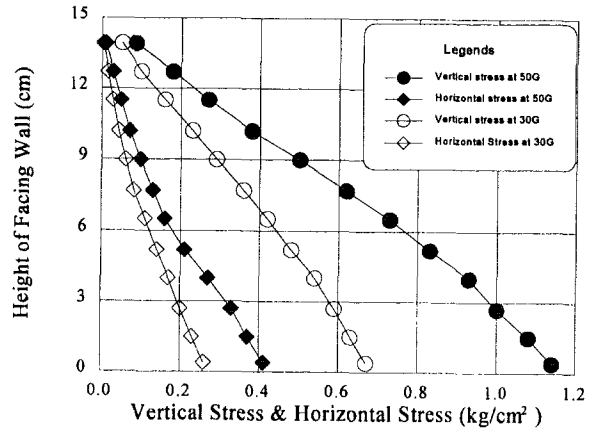


그림 9 깊이에 따른 무보강 영역에서의 수평, 수직응력

(1) 네일의 길이에 따른 영향 (중력)

네일의 길이는 의심할 여지없이 소일네일링 구조물의 거동에 가장 크게 영향을 미치는 요소중의 하나라고 볼 수 있다. 표 2에 보는 바와 같이 네일의 길이에 따른 영향을 알아보기 위하여, 기준모델에 대해 그 길이를 6, 9, 12, 15cm로 변화시키면서 수치해석을 실시하였다.

그림 10은 깊이에 따른 전면판의 변위형상으로 네일의 길이가 길어지면 길어질수록 벽체의 변위는 점점 더 감소함을 알 수 있다. 그림 11은 네일의 길이에 따른 전면판의 최대 수평변위를 굴착깊이에 대하여 무차원화시켜 나타낸 것으로 네일의 길이가 증가함에 따라 최대 수평변위는 거의 선형적으로 감소함을 알 수 있었다.

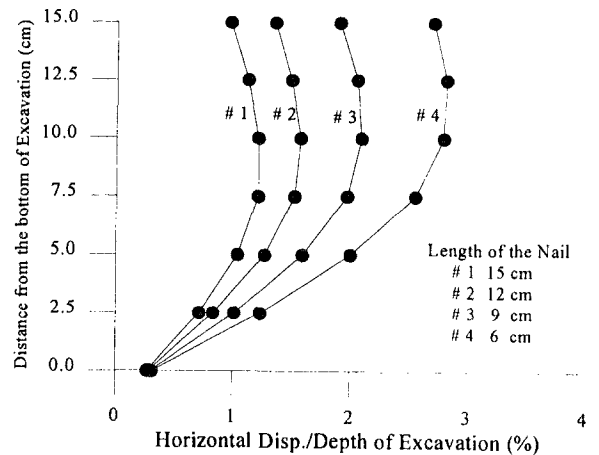


그림 10 네일의 길이에 따른 전면판의 횡방향 이동변위

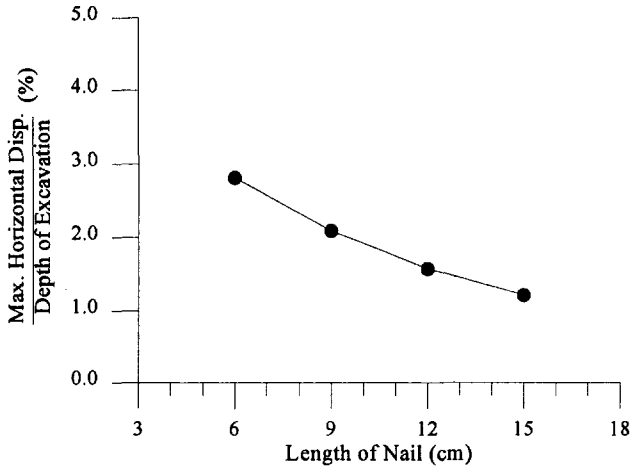


그림 11 네일의 길이 효과

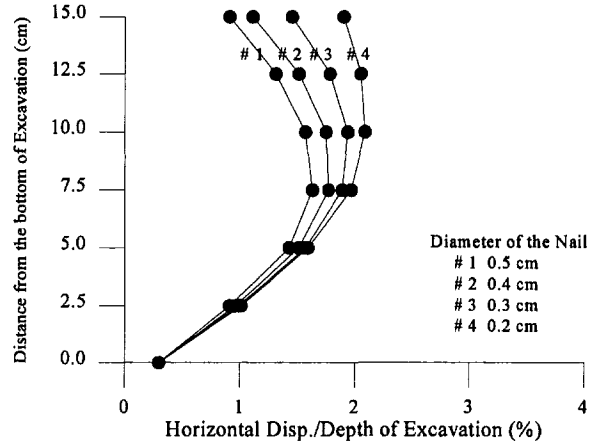


그림 13 네일의 강성도 효과

한편, 그림 14는 단위체적당 네일의 보강비를 무차원화시켜 도시한 그림으로 보강비율이 증가함에 따라 벽체의 횡방향 변위가 억제됨을 알 수 있다.

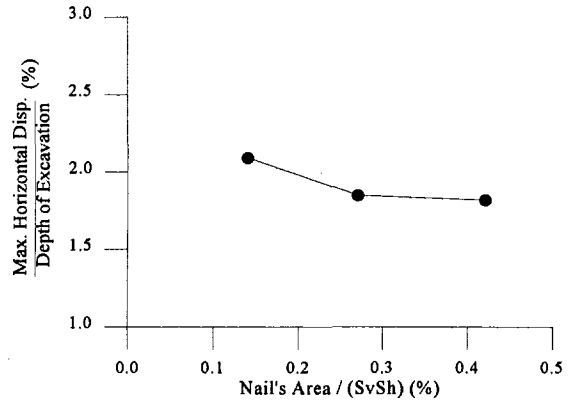


그림 14 네일의 보강비에 따른 영향

(4) 전면판의 두께에 따른 영향

현장에서 전면판은 보강층 사이의 국부적인 흙의 붕괴와 굴착직후의 변위발생을 억제하고 침식과 풍화작용으로 부터 굴착면을 보호하는 국부적인 역할을 담당하므로 전체 구조물의 거동을 지배하는 요소라고 볼 수 없다. 전면벽의 강성효과를 고려하기 위하여 그 두께를 1, 2, 3, 4mm로 변화시키면서 그에 따른 영향에 대해 조사하였다. 그림 15에서 보는 바와 같이 전면벽의 두께가 2mm 이하일 때 벽체의 최대 수평변위는 크게 발생하지만, 그 두께가 2mm 이상인 경우는 벽체의 휨 강성이 증가하는데도 불구하고 벽체의 변위는 증가한다. 그러나, 그 값은 0.2% 내외로 전체 구조물의 거동에는 크게 영향을 미치지 않음을 알 수 있다.

(2) 네일의 설치각에 따른 영향

현장에서 건물에 인접하여 지반을 굴착할 경우, 수평면에 대해 일정한 각도로 네일을 설치하는게 바람직하다. 문헌에 의하면 가상 파괴면과 직각방향으로 네일이 설치될 때, 최대의 보강효과를 얻을 수 있으므로 기준모델에 대해 보강네일의 설치각을 0° 부터 30° 까지 5° 씩 변화시키면서 해석을 실시하였다. 그림 12는 네일의 설치각에 따른 전면벽의 최대 수평변위의 변화를 보여준다. 그림에서 알 수 있듯이 같은 길이의 네일에 대하여 삽입각도가 10 - 25° 일 때, 모형 구조물의 안정성이 증대됨을 알 수 있다.

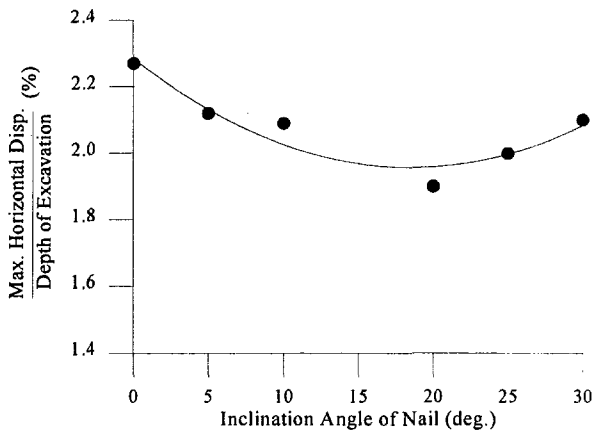


그림 12 네일의 설치각에 따른 영향

(3) 네일의 직경 및 간격에 따른 영향

일반적으로 네일의 설치간격이 촘촘해질수록 또는 네일의 직경이 커질수록 지반의 강도가 증대됨으로서 벽체의 횡방향 변위는 감소된다. 이러한 효과는 그림 13에서 볼 수 있는데, 여기서는 네일의 지름을 1, 2, 3, 4mm로 변화시켰다.

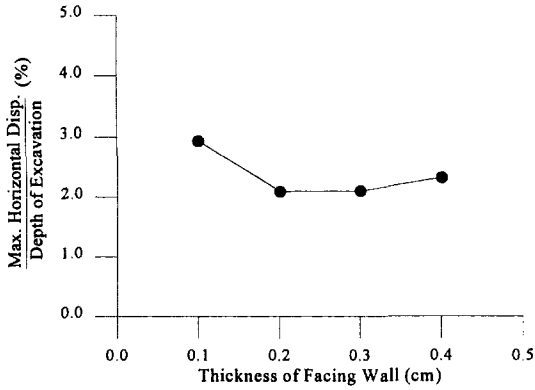


그림 15 전면벽의 강성도 효과

한편, 그림 16은 20g의 중력수준일 때 벽체의 중간부에서 발생된 수평변위를 굴착깊이에 대하여 무차원화시켜 나타내었다. 그림에서 보듯이 수치해석 결과가 실험값에 비해 큼을 알 수 있다.

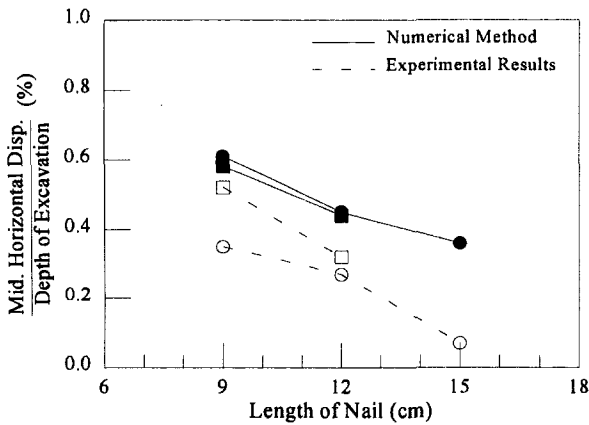


그림 16 실험값과 수치해석 결과와의 비교 (20g 기준으로)

3.2 상재하중실험에 관한 수치해석

상재하중실험에 관한 수치해석에서는 여러 가지 매개변수를 변화시키면서 실시한 재하실험중 대표적으로 네일의 수평 및 수직 설치간격 4cm, 네일의 길이 9cm, 설치각이 10° 인 실험(S4-9-9-I10)에 대하여 수치해석을 실시하고, 그 결과를 실험결과와 비교 분석하였다. 그림 17은 해석에 사용된 유한요소망을 나타내고, 보강네일 및 전면판의 특성 그리고 경계조건 등은 자중실험의 유한요소 해석에 사용된 값과 동일하게 처리하였다. 기초는 그림 17에서 보는 바와 같이 벽체 상단으로부터 수평으로 9cm 떨어진 곳의 표면에 위치한 것으로 모사하였다. 고강도 알루미늄으로 제작된 기초의 탄성계수는 $1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 포아송비는 0.33으로 가정하였다. 기초위의 하중재하는 등분포한 방법으로 0.1 kg/cm^2 에서 극한하중(=0.57

kg/cm^2)까지 증가시켰다.

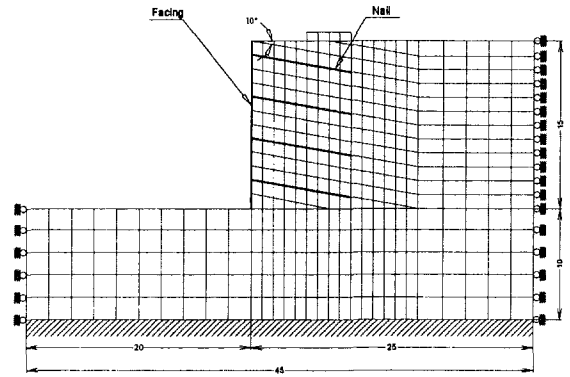


그림 17 상재하중 실험결과 해석에 사용된 유한요소망

그림 18은 1g 실험의 하중재하에 따른 연직변위를 바탕으로 얻어진 실험값과 유한요소 해석 결과를 비교하였다.

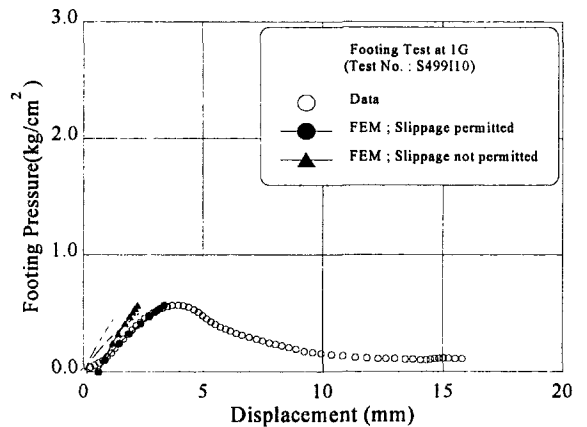


그림 18 실험결과 및 수치해석 결과와의 비교 (하중-침하곡선)

그림에 보인 바와 같이 동일한 침하량을 기준으로 비교하였을 때, 주변지반과 네일사이의 미끄러짐의 허용 유무에 따라 다소 차이를 보인다. 즉, 주변지반과 네일사이의 미끄러짐을 허용하는 경우가 허용하지 않는 경우보다 실험값에 더 근접함을 알 수 있다. 이는 하중의 증가에 의해 보강토체가 하나의 강성블록으로 거동함과 동시에 보강토체내에 설치된 네일과 주변지반 사이에 미끄러짐이 발생한다는 것을 보여주고 있다.

그림 19는 재하응력의 크기가 각각 0.41, 0.57 kg/cm^2 일 때, 재하응력에 따른 벽체의 이동변위를 비교한 것으로 벽체의 중간부분을 제외한 상, 하단 부분의 결과는 아주 잘 일치함을 알 수 있었다.

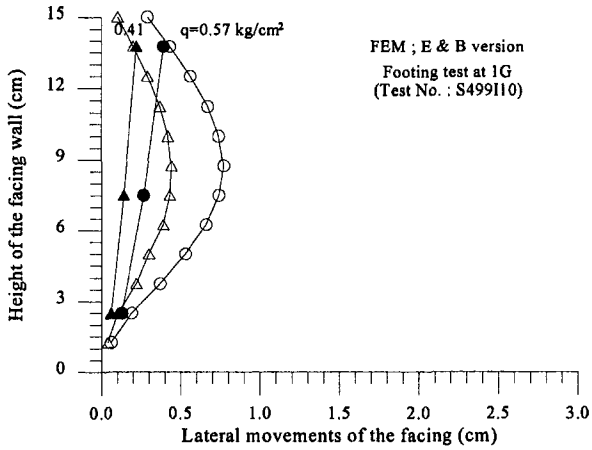


그림 19 깊이에 따른 벽체의 이동변위

한편, 극한하중까지 하중을 가했을 때, 변형된 벽체의 형상을 그림 20에 도시하였다. 그림에서 보는 것처럼 벽체의 최대 수평변위는 상단으로부터 두 번째 네일과 세 번째 네일 사이에서 발생함을 알 수 있다. 이와 같은 유한요소 해석결과는 실험값과 다소 차이를 보이는데, 이는 벽체 상단으로부터 첫 번째 설치된 네일의 경우, 재하응력의 증가에 의해 첫 번째 설치된 네일 주변지반에 있는 토립자를 재배열 시킴으로서 구속응력이 증가되어 주변지반과 네일 사이의 수동 저항력을 증대시켜 미끄러짐이 억제되는데 기인한다고 본다.

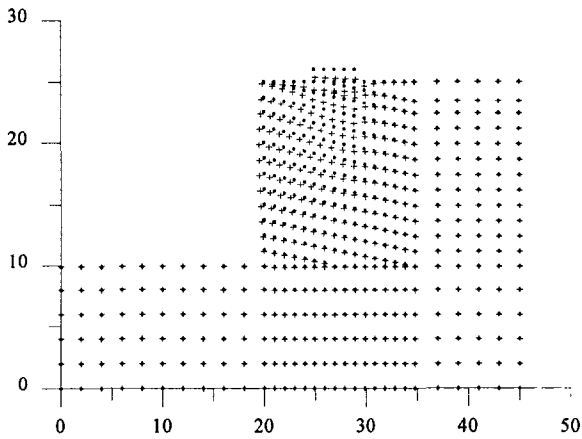


그림 20 벽체의 변형된 형상

그림 21 및 22는 각각 주변지반과 네일 사이의 미끄러짐을 허용하는 경우와 허용하지 않는 경우에 대한 네일의 길이에 따른 축력의 분포상태를 보여준다. 본 상재하중실험과 같이 주변지반과 네일 사이의 미끄러짐이 발생하는 경우, 그림 21과 같은 축력의 분포상태를 나타낼 것으로 예측되지만 실제 현장에서 소일네일링 벽체를 시공하는 경우 흙과 네일사이의 미끄러짐이 거의 발생하지 않으므로 그림 22와 같은

축력의 분포상태를 보일 것으로 추정된다.

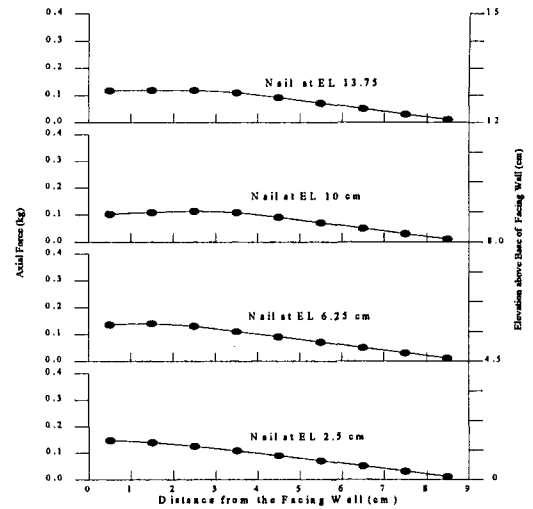


그림 21 네일에 발생하는 축력의 분포 (미끄러짐을 허용하는 경우)

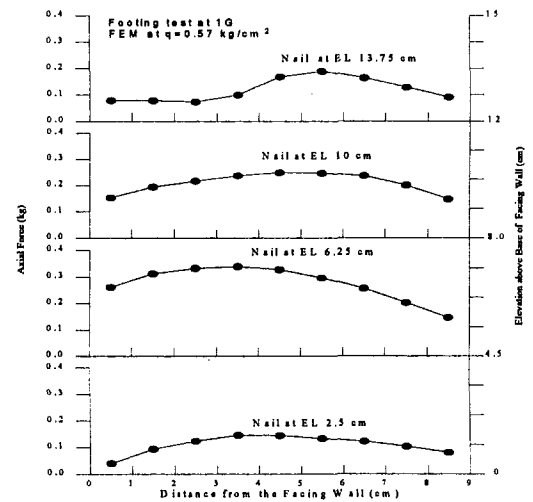


그림 22 네일에 발생하는 축력의 분포 (미끄러짐을 허용하지 않는 경우)

한편, 상재하중에 의한 지반내의 연직응력 분포를 유한요소 해석결과와 Schlosser & Long (1975)이 제안한 2:1 응력분포 이론을 바탕으로 구한 값과 비교하였다. 그림 23 - 24는 상재하중이 각각 0.41, 0.57 kg/cm²만큼 작용했을 때, 기초의 중심 아래에 작용하는 깊이에 따른 연직응력 분포를 나타낸다. 상재하중이 비교적 작게(0.41 kg/cm²) 작용하는 경우, 지반을 탄성체로 가정한 2:1 응력분포 이론은 유한요소 해석결과와 아주 잘 일치하지만 극한하중 상태에서 비교한 값은 다소 차이를 보인다. 그러나, 전반적으로는 2:1 응력분포 이론 및 유한요소 해석에 의한 비

교 결과는 비교적 잘 일치함을 알 수 있었다.

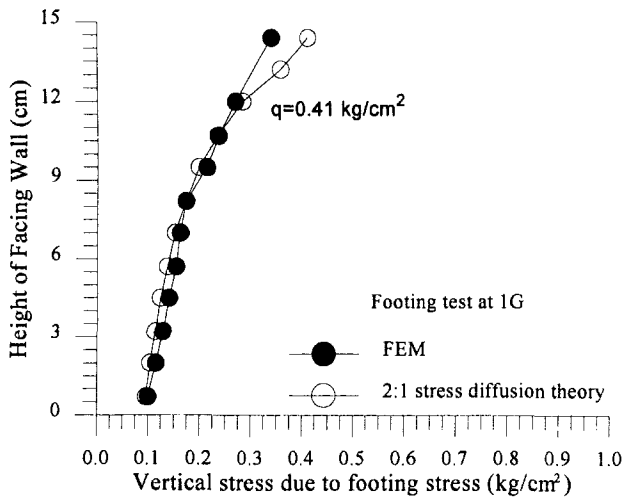


그림 23 깊이에 따른 연직응력의 분포

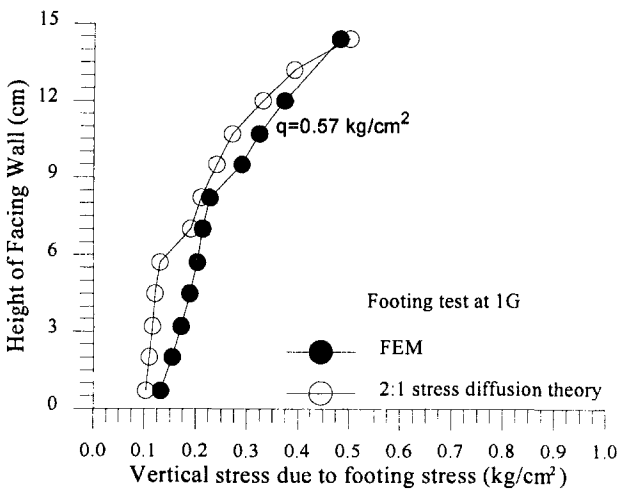


그림 24 깊이에 따른 연직응력의 분포

따라서, 지반내의 연직응력 분포 산정에 있어서 2:1 응력분포 이론은 기존의 탄성이론(Boussinesq, Frohlich 및 Westergaard) 보다 더 정확한 결과를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

4. 결 론

1) 개발된 수치해석기법은 중력수준의 증가에 따른 모형구조물의 거동을 예측하는데 매우 효율적임을 알 수 있었다.

2) 소일네일링 구조물의 주요 설계인자 즉, 네일의 배열, 길이, 굴착깊이, 전면판 및 네일의 강성도의 변화에 따른 영향을 검토하였다.

3) 쌍곡선 구성모델을 사용하여 30g 및 50g의 자

중실험결과에 대한 수치해석 결과, 보강영역에서의 응력상태는 정지토압과 주동토압상태 사이에 존재함을 알 수 있었다.

4) 상재하중실험 및 수치해석 결과로부터 상재하중에 의한 네일 보강영역내에서의 연직응력은 2:1 응력 분포법에 의하여 확산됨을 확인하였다.

참고문헌

- [1] Bang, S., "Analysis and Design of Lateral Earth Support System", Ph. D. Thesis, University of California, Davis, 1979.
- [2] Bang, S., Koretech, P. P. & Shen, C. K., "Analysis of Soil Nailing System", *Earth Reinforcement Practice*, Ochiai, Hayashi and Otani(eds), Balkema, Rotterdam, 1992.
- [3] Bang, S., Shen, C. K. & Kim, J., "Investigation of Soil Nailing System", *The 70th Annual TRB Meeting*, Washington, D. C., 1990.
- [4] Duncan, J. M. & Chang, C. Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, No. 5, pp. 1629-1653, 1970.
- [5] Herrmann, L. R., "User's Manual for REA (General Two-Dimensional Soils and Reinforced Earth Analysis Program)", *Department of Civil Engineering Report No. 78-1*, University of California, Davis, Jan., 1978.
- [6] Juran, I. & Elias, V., "Behaviour and Working Stress Design of Soil Nailed Retaining Structures", *Performance of Reinforced Soil Structures*, British Geotechnical Society, 1990.
- [7] Juran, I., Schlosser, F., Shaffiee, S., Humbert, P. & Guenot, A., "Study of Soil-Bar Interaction in the Technique of Soil Nailing", *Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering : Improvement of Ground*, Helsinki, May 23-26 Vol. 2, pp. 513-516, 1983.
- [8] Kondner, R. L., "Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, No. SM1, pp. 115-143, 1963.

- [9] Kondner, R. L. & Zelasko, J. S., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", *Proceeding of the Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Brazil, pp. 289-324, 1963.
- [10] Schlosser, F., "Analogies et differences dans le Comportement et le calcul des Ouvrages de Soutenement en Terre armee et par Clouage du Sol", *Annales de L' Institut Technique de Batiment et des Travaux Publiques*, No. 148, pp. 26-38, 1983.