모형말뚝 선단부 주변의 변형률 거동 분석

- 실내모형실험과 수치해석 비교 -

Investigation of Strain Behaviour around the Tip of Model Pile

- Comparison between Laboratory Model Test and Numerical Analysis -

이용주* · 이정민**

Lee, Yong Joo · Lee, Jung-Min

Abstract

In this study, laboratory model pile-load test and finite element analysis were carried out to compare and analyze the strain behaviour around the model pile tip. In order to simulate the pile load, both the LCM(load control method) and DCM(displacement control method) were introduced to determine which one is appropriate for the FE simulation. In contrast to the previous simulation method, two interface elements around the model pile were used to consider the slip effect in the finite element analysis and its results were compared to the model test. Through this study it was found that the degree of non-associated flow was a dominant factor in terms of numerical solution convergence. In addition, an improved FE mesh was required to obtain the symmetric distribution of the maximum shear strain contour.

Keywords : *laboratory model pile-load test, finite element analysis, interface element, maximum shear strain, finite element mesh*

요 지

본 연구는 실내 모형말뚝 재하실험과 유한요소해석을 통해 모형말뚝 선단부 주변 흙의 변형률 거동을 비교·분석하였다. 모형말뚝의 하중을 모사하기 위해 LCM(load control method) 기법과 DCM(displacement control method) 기법을 소개하고, 이 중 수치해석에 타당한 기법을 제안하였다. 유한요소해석에 있어서 말뚝의 미끄럼 거동을 모사하기 위해 기존과는 달리 두 가지 경계면 요소를 사용하여 모형실험 결과와 비교하였다. 본 연구를 통해 비연관 흐름의 정도(degree of non-associated flow)가 수치해석 값 수렴에 중요한 요소임을 알 수 있었다. 또한 수치해석에 있어 대칭인 최대전단변형률 분포를 얻기 위해서는 새로이 개선된 유한요소망(finite element mesh)의 도입이 필요함을 알 수 있었다.

핵심용어 : 실내 모형말뚝 재하실험, 유한요소해석, 경계면 요소, 최대전단변형률, 유한요소망

1. 서 론

말뚝은 오래 전부터 사용되어 온 상부구조물에 대한 기초 공법이지만 종종 지지력 성능에 대한 평가는 불확실하다. 따라서 이를 검증하기 위해서 현장에서는 일반적으로 정적 또는 동적 하중재하시험을 수행한다. 이러한 하중재하시험과 더불어 말뚝의 성능을 예측하기 위한 수치해석은 사질토의 경우 연관성 흐름(associated flow) 또는 비연관성 흐름(non-associated flow) 법칙이나에 따라 팽창효과가 달라져 말뚝거동 예측에 큰 영향을 준다. 팽창에 의한 체적변형과 전단응력은 응력분배, 즉 힘의 이동과 밀접한 관련이 있다. 비연관성 흐름의 작은 변화는 전단저항각(ϕ)과 팽창각(ψ)의 차이에 따라 복잡한 상호작용이 발생한다(Zienkiewicz 등, 1975, De Borst & Vermeer, 1984, Lee, 2004). 한편, 실제 흙에

서는 팽창이 매우 복잡하게 발생하며 응력경로(stress path)에 의해 직접적으로 영향을 받는다. 말뚝을 설치하게 되면 말뚝 선단부에서의 국부적인 수직응력은 급격히 증가하고 팽창은 억제된다. 따라서 일반적인 Mohr-Coulomb 탄·소성 모델을 사용하는 수치해석에 있어 팽창각의 선택은 매우 중요하다. 그 이유는 말뚝의 극한하중의 수렴에 영향을 주기 때문이다.

Simonini(1996)는 말뚝 선단부 주변의 조밀한 모래에서 힘의 분포, 팽창, 입자 파괴를 그림으로 나타내었다. 말뚝 침하가 입자 파괴 정도에 따라 얼마나 영향을 받는지 조사하였다. 그 결과, 침하가 클수록 선단부 아래에는 더 큰 수직응력과 전단응력이 작용하는 것이 관찰되었다. 그림 1에서 볼 수 있듯이, $s/D=0.20$ 일 때 말뚝 선단부의 응력단계는 매우 높고 입자의 파괴(B_r) 영역이 수평에 비해 수직으로 크게

*정회원 · 교신저자 · 국립서울과학기술대학교 건설시스템디자인공학과 교수(E-mail : ucesyjl@seoultech.ac.kr)

**국립서울과학기술대학교 토목공학과 석사과정 (E-mail : cyber-sarah@hanmail.net)

그림 1. 사질토에서 말뚝 선단부 주변의 입자파쇄 범위: (a) $s/D=0.10$; (b) $s/D=0.20$ (s =말뚝 변위, D =말뚝 직경(1.0m))

확장되면서 집중된다. 말뚝 침하에 의해 발생하는 평균 유효 응력이 증가함에 따라 선단부 아래 모래의 마찰각은 급격히 줄어들고 한계상태에 도달하게 됨을 보여준다. 결국 선단부 아래의 흙은 팽창효과가 사라진다.

본 연구에서는 실제 모래가 아닌 이상화된 알루미늄 봉을 사용하므로 말뚝 선단부에서의 하중을 골고루 분산시키기 위해 선단부의 형태를 사각형이 아닌 반원형으로 제작하였다(Lee, 2004). 말뚝 주변의 지반의 거동은 근본적으로 3차원 또는 축대칭 문제를 가지고 있다. 그러나 본 연구는 말뚝 주변 흙의 변형을 거동에 초점을 두었기에 단순하게 평면변형을 조건인 2차원 모델로 가정하여 실험과 수치해석을 수행하였다.

2. 실내 모형말뚝 재하실험

2.1 서론

모형실험은 그림 2에서 보듯이 말뚝 머리에 하중을 증가시키거나 수직변위를 증가시키는 방법으로 수행한다. LCM(Load Control Method)을 보면 말뚝 머리의 침하량은 말뚝에 작용하는 5kgf, 10kgf, 15kgf, 20kgf, 25kgf의 하중으로부터 말뚝 머리에 설치된 다이얼 게이지에 의해 측정된다(그림 2(a)). 한편, 이와는 대조적으로 DCM(Displacement Control Method)은 하중 프레임(loading frame)과 연결된 스크루 잭(screw jack)을 통해 말뚝 머리의 변위를 제어하고 이에 대한 반력을 하중계(load cell)로 측정한다(그림 2(b)). 이러한 DCM의 특징은 말뚝의 침하가 큰 경우에 적합하다.

2.2 실험 장비

모형토조는 알루미늄 봉을 담은 철제로 폭 1058mm, 높이 930mm이다. 25개의 기준점(reference or control point)은 토조 표면에 설치하였다. 모형말뚝은 폭 25mm, 근입 길이 370mm의 알루미늄 합금으로 레고의 블록과 같이 서로 조립이 가능하여 길이를 조절할 수 있도록 제작하였다. 5개의 직사각형 세그먼트와 한 개의 반달형 세그먼트로 구성되어 있다. 한 개의 직사각형 세그먼트 크기는 가로 25mm, 세로 75mm, 길이 100mm이며, 반달형 세그먼트는 길이가 50mm

이다. 최종적으로 서로 결합하여 모형지반에 근입된 길이는 370mm이다.

말뚝 머리에 설치된 다이얼 게이지는 그림 2(a)에서 보는 바와 같이 하중이 재하되는 동안 말뚝의 수직침하량을 측정한다. 그림 2(b)의 스크루 잭은 말뚝을 지반 속으로 밀어 넣는데 사용된다. 스크루 잭 위에 있는 하중계(load cell)는 적용된 하중을 기록한다.

알루미늄 봉으로 지반을 모델링하는 경우의 특징은 Murayama & Matsuoka(1969)에 의해 다음과 같이 표현할 수 있다.

- (1) 강체의 운동, 즉 움직임과 미세한 회전을 눈으로 관찰할 수 있다.
- (2) 평형변형률조건을 만족시킨다.
- (3) 알루미늄 봉은 전면판을 통한 지지 없이 자립이 가능하다. 따라서 전면에 발생하는 마찰에서 자유롭다.
- (4) 모래와 자갈의 무게와 비슷하다.

단점으로는 입자의 회전을 방해하는 불규칙적인 모양과 표면의 거칠기는 고려되지 않는다는 것이다. 그럼에도 불구하고 파괴메카니즘 연구와 이를 수치해석과 비교하는 연구에는 유용하게 적용할 수 있다(Yamamoto & Kusuda, 2001, Yamamoto & Ontani, 2002).

본 연구에서는 길이 75mm의 다양한 지름의 알루미늄 봉을 사용하였다(2mm, 3mm, 6mm, 9mm, 12mm, 20mm). 그림 3에서 보는 바와 같이 지름이 작은 2mm와 3mm가 차지하는 비율은 20%, 6mm는 12%, 9mm는 20%, 12mm는 23%, 20mm는 25%로 모형지반을 구성하고 있다. 입자의 분포는 S자 형태로 입도 분포가 대체적으로 양호한 조립토를 나타낸다. 직경이 가장 작은 봉(2mm, 3mm)은 말뚝 주변 지역에 집중적으로 배치하였다. 참고로 ADR(area distribution ratio)은 알루미늄 봉 각각의 직경에 해당되는 면적을 토조를 채우고 있는 전체 면적으로 나누어 백분율을 취한 값이다. 한편, 작은 지름의 봉과는 대조적으로 직경이 큰 봉은 말뚝 주변으로부터 벗어난 지역, 즉 응력과 변위에 크게 영향을 주지 않는 토조 주변에 배치하였다. 본 모형실험을 통해 얻은 알루미늄 봉의 가장 큰 장점은 실제 사질토

(a) 하중제어방식(LCM)의 모형실험

(b) 변위제어방식(DCM)의 모형실험

그림 2. 실내 모형말뚝 재하실험

그림 3. 모형실험에 적용된 알루미늄 봉 면적분포비(ADR)

나 점성토를 사용한 시험보다 시험 시간이 매우 빠르다는 것이다.

2.3 근거리 사진계측을 통한 디지털 이미지 프로세싱

본 모형실험에 알루미늄 봉을 사용하는 가장 중요한 목적은 근거리 사진계측(close-range photogrammetry)과 디지털 이미지 프로세싱을 사용해 말뚝 주변 지반의 거동 경향을 확인하는 것이다. 전형적인 모형실험의 절차는 다음과 같이 수행된다.

- (1) 봉 모형을 준비한다.
- (2) 기록 장비를 설치한다(load cell, dial gauge, digital load cell output).
- (3) 일반 봉의 팩킹과 더불어 계획된 위치에 모형말뚝을 배치하고 은색이며 반사가 되는 스티커가 부착된 봉(측점 또는 target point)을 격자 형태로 일반 봉 사이에 삽입한다.
- (4) 모형말뚝에 하중이 적용되지 않은 초기 단계에서 디지

터 카메라를 사용해 10장의 이미지를 얻는다. 이 때 JPEG 파일을 이미지 프로세싱에 적합한 TIFF 파일로 변환하여 저장한다.

- (5) 모형말뚝에 단계별로 하중을 가한다(LCM에서는 다이얼 게이지 값을, DCM에서는 다이얼 게이지와 하중 셀(load cell) 값을 기록).
- (6) 위의 (5)와 관련하여 각각의 하중 단계에 해당되는 10장의 이미지를 (4)와 같은 방법으로 얻고 실험을 종료한다.

실험이 종료 된 후 지반의 변형을 측정하기 위해 저장된 모든 이미지를 사용하여 이미지 프로세싱을 수행한다. 초기 단계 대비 하중 단계별 각각의 측정점(target point)의 변화를 계산하기 위해 다음의 그림 4와 같은 VMS(Vision Measurement System) 프로그램을 사용하여 2차원 공간상에서의 x, y 좌표 값을 구한다. 그림 4(a)는 VMS 프로그램의 구성과 이를 이용하여 각 기준점(reference point #1) 및 측정점(target points #100 & #101)에 번호를 매기는 작업을 수행하는 과정의 일부를 보여 주고 있다. 그림 4(b)는 이미지 프로세싱을 수행 한 후의 각각의 기준점 및 측정점에 대한 2차원 공간상에서의 좌표 값인 x와 y 값을 보여준다. 참고로 VMS 프로그램은 영국 University College London의 측지학과에서 개발하여 주로 토목 구조물의 변형을 측정하기 위

(a) VMS 프로그램과 기준점 및 측정점의 번호

(b) VMS 프로그램과 기준점 및 측정점의 번호

그림 4. 이미지 프로세싱을 통한 2차원 좌표 값 생성

그림 5. EngVis 프로그램을 사용하여 삼각형 유한요소망 생성

해 응용되었다. 프로그램은 자세한 특징은 홈페이지인 <http://www.geomsoft.com/VMS/index.html>에 자세히 설명되어 있다.

다음 단계로 변형률을 계산하기 위해 VMS에서 얻은 각각의 좌표 값을 사용하여 삼각형 메쉬(triangular mesh system)를 모형실험 LCM 및 DCM에 각각 나타내면 그림 5와 같다. 참고로 삼각형 요소를 통해 체적변형률 및 최대전단변형률을 구하는 방법은 삼각형 요소 3개의 절점에서 변형이 선형 변형률이라는 가정 아래 Mohr의 변형률 원(circle of strain)을 근간으로 하여 삼각형 요소 중심점에서 구한다. 또한 많은 수의 삼각형 요소들에 대한 계산을 편리하게 하기 위해 Excel의 VBA macro를 사용하여 프로그램화 하였다 (Lee & Bassett, 2006).

3. 수치해석

3.1 개요

모형실험에 대한 유한요소망은 그림 6과 같다. 총 절점 수는 510개이며 삼각형 및 사각형을 포함하는 전체 요소 수는 934개이다. 지반은 6개 절점을 가지는 LST(linear strain triangle) 요소, 말뚝은 8개 절점을 가지는 LSQ(linear strain quadrilateral) 요소로 모델링 하였다. 또한 말뚝과 지반 사이의 미끄럼(slip) 효과를 고려하기 위해 경계면(interface) 요소를 사용하였다. 참고로 두 가지 경계면 요소, Type I과 II에 대해서는 다음 절에서 설명한다. 지반에 대한 구성 모델은 선형 탄성-완전 소성(linear elastic and perfectly plastic) 거동이며 비연관성 흐름 법칙(non-associated flow rule)을 고려하는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 한편, 계측 장비의 설치로 인해 폭이 좌우 정확하게 대칭이 아닌 비대칭임을 알 수 있다. 즉, 파일의 중심축을 기준으로 좌측은 460mm이며 우측은 450mm이다.

지반 및 말뚝의 물성치는 표 1과 같다. 모형지반에 대한 강도정수 물성치인 점착력(c)과 내부마찰각(ϕ)은 전단실험을 근거로 결정하였으며, 그 밖의 값들은 다양하게 값을 바꾸어 가면서 수치해석을 실시하고 최종적으로 모형실험에서 얻은 P-S 곡선과 가장 일치될 때의 물성치로 결정하였다. m_F 와 m_c 는 지표면에서부터 깊이에 따라 증가하는 기울기 값으로

그림 6. 유한요소망(전체 절점 수: 510, 요소 수: 934)

표 1. 유한요소해석에 사용된 물성치

Material	c (kPa)	ν	ϕ' ($^\circ$)	ψ ($^\circ$)	E_0 (MPa)	m_E (MPa/m)	m_c (MPa/m)	γ_{bulk}	K_0
Pile	-	0.2	-	-	15500	-	-	23	-
Rods	0.1	0.35	23	15	1.6	10	0	24	0.66

Note) c: 점착력, ν : 포아송비, ϕ' : 전단저항각, ψ : 팽창각, E_0 : 지표면 level의 탄성계수, m_E : 깊이에 따른 증가하는 탄성계수의 기울기, m_c : 깊이에 따른 증가하는 점착력의 기울기, γ_{bulk} : 흙의 단위중량, K_0 : 정지상태 토압계수

가정한 값이다. 즉, 지반은 깊이에 따라 탄성계수(E)와 점착력(c)이 선형적으로 증가하는 Gibson 모델을 사용하였다. 참고로 말뚝은 등방성 탄성모델을 적용하였다.

3.2 하중재하 모사

수치해석에 있어 하중재하의 모사는 그림 7에서 보는 바와 같이 LCM 또는 DCM으로 모사할 수 있다. 말뚝의 강

그림 7. FEA에서 말뚝하중 모사

성이 지반보다 매우 크다고 볼 때 그림 7(a)에서 나타난 LCM은 말뚝 머리의 절점에서 등분포하중(UDL) 또는 집중하중(PL)을 적용할 수 있다. 또한 그림 7(b)에서 보듯이 하중이 아닌 등분포변위(UDD) 또는 집중변위(PD)로도 모사할 수 있다. 참고로 수치해석을 통해 두 방법을 비교해 본 결과, LCM의 경우는 말뚝에 적용되는 하중에 비해 변위가 작게 발생되어 모형실험에서 발생한 말뚝의 변위와 비교가 어렵다는 문제점이 있었다. 반면에 DCM의 경우는 비교적 큰 변위에도 반력하중이 발생하여 모형실험의 하중-침하량 관계를 비교하는데 유용하였다.

3.3 경계면 요소

실제 말뚝, 옹벽, 터널, 흙에 묻힌 파이프 같은 구조물과 흙 사이에는 복잡한 상호작용이 발생하며 이를 수치해석에 효과적으로 반영하기 위해서는 구조물과 흙 사이의 상호작용 거동에 대한 특성을 이해하는 것이 매우 중요하다. 그림 8은 복잡한 경계면 거동에 대해 다양한 모델링 방법을 보여주고 있다. 이 중 일반적으로 많이 적용되는 방법이 그림 8(d)와 같은 두께가 0인 zero thickness 경계면 요소를 적용하는 것이다(Potts와 Zdravkovic, 1999). 본 연구의 수치해석에 있어서도 zero thickness 경계면 요소를 사용하였다. 그림 6에서 보듯이 경계면 요소의 두께(t)가 0이므로 전체 절점 수는 8개이나 두 개의 절점(절점 번호 6과 8)은 가상(dummy) 절점으로 구성되어 있음을 알 수 있다.

말뚝을 하중지지 형태에 따라 크게 두 가지 분류하면 선단지지말뚝(end bearing pile)과 마찰말뚝(side-friction pile)

으로 분류할 수 있다. 이를 수치해석으로 모사하면 그림 9와 같다.

본 연구에서의 모형말뚝은 지표면에서부터 항타로 관입하는 말뚝이 아닌 선천공 후 지지층까지 삽입시켜 완성되는 천공말뚝으로 말뚝 선단에 상부하중이 대부분 집중되는 선단지지형 말뚝으로 모사하였다. 이러한 효과를 수치해석에서 모사하기 위해서는 말뚝 주변에 미끄럼(slip)을 고려하는 경계면(interface 또는 slip) 요소를 적용해야 한다. 수치해석 적용과 관련해 그림 9(a)의 세가지 방법 중 물성치가 서로 다른 두 개의 경계면 요소인 Type I과 Type II를 선택해 수치해석을 수행하였다. 일반적으로 실무나 연구에 있어 한 개의 경계면 요소를 적용하나, 본 연구에서는 말뚝의 선단부(tip) 형상과 이론적으로 선단부 바로 아래 지반에서의 파괴 메카니즘이 삼각형 모양의 켜기형상이며 탄성영역으로 지반과 함께 거동한다는 점을 고려해 지반의 특성을 가지는 Type II의 경계면 요소를 도입하였다.

경계면 요소의 모든 두께는 0이지만 수치상으로는 아주 작은 임의의 두께를 설정하였다. 말뚝 측면에는 경계면 요소의 물성치가 $c=0.005\text{kPa}$, $\delta_w=5^\circ$ 인 Type I 요소를 적용하였고, 수직력과 전단력을 전달해주는 말뚝 선단부에는 흙과 같은 $c=0.1\text{kPa}$, $\phi'=\delta_w=23^\circ$ 특성을 갖는 Type II 요소를 적용하였다. 표 2에 경계면 요소의 물성치를 나타내었다.

경계면 요소의 점착력(c) 크기는 수치해석상의 수렴 문제를 피하기 위해 0이 아닌 매우 작은 임의의 수를 사용한다. 경계면 요소에 대한 역학적 이론은 Goodman 등(1968)을 기본으로 한다.

그림 8. 경계면 모델링

그림 9. 선단지지말뚝(end bearing pile)과 마찰말뚝(side friction pile)의 모사

표 2. FEA에 사용된 경계면 요소 물성치

Type	δ_w (°)	c (kPa)	k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	k_{sres} (MPa/m)	t (m)
I	5	0.005	12839.5	2963	2.963	0.02
II	23	0.1	12839.5	2963	2.963	0.02

δ_w : 경계면 마찰각, c: 경계면 점착력, k_n : 수직강성계수, k_s : 전단강성계수, k_{sres} : 잔류전단강성계수, t: 두께

4. 모형실험과 수치해석 비교

4.1 하중-침하량(p-s) 관계

그림 10에서 볼 수 있듯이 실내모형실험 결과(DCM과 LCM)는 수치해석에 사용된 물성치 $\phi=23^\circ$, $\psi=15^\circ$ 일 때 가장 잘 일치하였다. 참고로 LCM의 경우, 준비된 하중이 제한적이라 더 이상 재하를 하지 못해 DCM결과와 병합하여

그림 10. 말뚝 하중-침하량(p-s) 곡선 비교

P-S 곡선을 완성하였다. 최적의 물성치는 모형실험 결과에 대한 역해석 결과이다.

4.2 비연관성 흐름 정도(degree of non-associated flow)

수치해석 프로그램은 유한요소법인 CRISP 프로그램을 사용하였다(Woods & Rahim, 2007). 연관성 흐름법칙(associated flow rule 또는 normality rule)은 전단응력(t)과 전단변형률($\delta\epsilon_t$)은 파괴포락선에 대해 접선방향이며 수직전응력(σ) 또는 수직유효응력(σ')과 수직변형률($\delta\epsilon_n$)은 파괴포락선에 대해 법선방향인 경우를 나타낸다. 이외는 대조적으로 흙의 팽창으로 인해 법선방향이 아닌 경우(흙의 내부마찰각과 팽창각이 다름)가 비연관성법칙을 따른다. 압축성이 큰 점토지반의 경우 연관성 흐름법칙을 잘 따르며, 모래와 같은 사질토의 경우는 비연관성법칙을 따르는 것으로 알려져 있다(Rahim, 1998).

본 연구에서 비연관성 흐름 정도는 흙의 내부마찰각(ϕ)과 팽창각(ψ)의 차이에 의해 수치해석상의 수렴 여부를 나타낸다. 본 연구의 경우 경계면 요소를 사용해 수치해석에서 정의한 수렴 기준을 만족하기 위해서는 ϕ 와 ψ 의 차이는 8° 임을 알 수 있었다. 참고로 지표면에 설치되는 얇은 기초의 지지력을 해석하는 경우에 비해 ϕ 와 ψ 의 차이가 크면 수렴되지 않음을 확인할 수 있었다.

4.3 지반변위 비교

모형실험에서 말뚝의 침하량이 14.12~24.1mm일 때 수치

해석의 침하량인 12~20.4mm와 얻은 지반의 변위 벡터를 비교하면 그림 11과 같다. 그림 11에서 보듯이 말뚝 선단부 바로 아래(pile tip level) 지반의 변위가 집중되면서 하향으로 팽창이 아닌 압축으로 누르고 있다는 사실을 확인할 수 있다. 이외는 대조적으로 측면으로 가면서 90°로 회전하는 것을 알 수 있다. 이는 변위의 방향이 하향에서 상향으로 바뀌면서 압축이 아닌 팽창 현상이 발생됨을 나타낸다. 참고로 수치해석에 사용된 팽창각은 말뚝의 침하량이 증가함에 따라, 즉 말뚝 하중이 증가함에 따라 변하지 않는 항상 일정한 값이므로 실제 모형실험에서 나온 변위보다는 크게 나타남을 알 수 있다.

4.4 전단변형률 비교

그림 12는 말뚝 침하량(s)과 말뚝 직경(D) 비에 따른 최대 전단변형률(Maximum shear strain) 분포를 보여준다. 그림 12(a)에서 보듯이 최대 전단변형률이 6%(0.06) 미만인 경우 수치해석(FEA) 결과와 모형실험(Model Test)에서 나온

분포가 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 또한 말뚝의 침하량(s)이 증가할수록 선단부 아래 지반에 최대 전단이 발생하는 것을 모형실험과 수치해석에서 확인할 수 있다(그림 12(b)). 이는 Simonini(1996)가 정의한 말뚝 선단부에서의 응력단계는 매우 높고 입자의 파괴(B_r)가 크게 발생한다는 사실을 잘 증명한다. 그러나 수치해석 결과, 팽창각의 효과로 인해 말뚝 선단부 주변에서 흙의 팽창이 크게 일어나는 모순이 발생한다는 사실을 알 수 있다. 참고로 기존의 Simonini(1996) 문헌에 따른 파괴영역은 연구자가 비선형 Mohr-Coulomb과 파괴면 입자에 대한 파괴영역(grain-crushing region)을 조합하여 개발한 모델을 토대로 해석한 결과로 본 연구에서 적용한 일반적인 Mohr-Coulomb모형을 사용한 결과와 직접적인 비교는 불가능하다. 따라서 정성적인 비교로 본 연구에서는 말뚝침하량에 따른 최대전단변형률을 모형실험과 수치해석에서 도출하여 분석하였다.

한편, 전단변형률의 분포가 비대칭으로 나타나는데 그 원인은 그림 6에서 보듯이 비교적 말뚝의 침하량이 큰 large-

그림 11. 변위 벡터 비교

그림 12. 최대 전단변형률 비교(s : 말뚝 침하량, D : 말뚝 직경)

strain과 관련된 문제로 판단된다. 이와 더불어 유한요소망의 기하학적인 조건(말뚝을 중심으로 좌·우 비대칭), 경계면 그리고 요소 수에 영향을 받는 것으로 판단된다. 향후, 이러한 문제점을 개선하기 위해서는 본 연구에서 적용한 6절점 요소 보다는 high-order 요소인 16절점 요소를 사용하는 것이 효과적이며, 아울러 좌우측의 경계면이 말뚝의 중심에서 가까우므로 말뚝 주변에서의 유한요소 수의 증가와 좌우측 경계면에서 마찰을 최소화 할 수 있는 인터페이스 요소의 도입이 필요할 것으로 판단된다. 또한 수치해석 프로그램에서 비선형 문제를 해석하는 solution에 대한 개선이 필요하다.

5. 결 론

모형실험과 수치해석을 통해 규명한 말뚝 선단부 아래 지반의 거동 특성을 정리한 결론은 다음과 같다.

1. 말뚝에 적용되는 하중을 수치해석에 모사하기 위해서 LCM(하중제어법)과 DCM(변위제어법)을 도입하였다. LCM의 경우는 말뚝에 적용되는 하중에 비해 변위가 작게 발생되어 모형실험에서 발생한 말뚝의 변위와 비교가 어렵다는 문제점이 있었다. 반면에 DCM의 경우는 비교적 큰 변위에도 반력하중이 발생하여 모형실험의 하중-침하량 관계를 비교하는데 유용하였다.
2. 일반적으로 실무나 연구에 있어 한 개의 경계면 요소를 적용하나, 본 연구에서는 말뚝의 선단부(tip) 형상과 이론적으로 선단부 바로 아래 지반에서의 파괴메카니즘이 삼각형 모양의 썩기형상이며 탄성영역으로 지반과 함께 거동한다는 점을 고려해 지반의 특성을 가지는 Type II의 경계면 요소를 도입하였다.
2. 비연관성 흐름 정도(degree of non-associated flow)를 분석한 결과, 경계면 요소를 사용해 수치해석에서 정의한 수렴 기준을 만족하기 위해서는 ϕ 와 ψ 의 차이는 8°임을 알 수 있었다.
3. 지반 변위를 비교한 결과, 수치해석에 사용된 팽창각은 말뚝의 침하량이 증가함에 따라, 즉 말뚝 하중이 증가함에 따라 변하지 않는 항상 일정한 값이므로 실제 모형실험에서 나온 변위보다는 크게 나타남을 알 수 있었다.
4. 말뚝 선단부 주변의 전단변형률을 비교한 결과, Simonini (1996)가 정의한 말뚝 선단부에서의 응력단계는 매우 높고 입자의 파괴(B_r) 영역이 수평에 비해 수직으로 크게 확장되면서 집중된다는 사실을 잘 증명한다. 그러나 수치해석

결과, 팽창각의 효과로 인해 말뚝 선단부 주변에서 흙의 팽창이 크게 일어나는 모순이 발생한다는 사실을 알 수 있다.

감사의 글

본 연구는 서울과학기술대학교 교내 학술연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

- De Borst, R. and Vermeer, P. A. (1984) Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. *Geotechnique*, Vol. 34, No. 2, pp. 199-210.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L. (1968) A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, SM3, pp. 637-659.
- Lee, Y. J. (2004) *Tunnelling adjacent to a row of loaded piles*. PhD thesis, University College London, University of London.
- Lee, Y. J. and Bassett, R. H. (2006) Application of a photogrammetric technique to a model tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 21, No. 1, pp. 79-95.
- Murayama, S. and Matsuoka, H. (1969) On the settlement of granular media caused by the local yielding in the media. *Proc. of JSCE*, Vol. 172, pp. 31-41.
- Potts, D. M. and Zdravković, L. (1999) *Finite element analysis in geotechnical engineering-Theory*. London: Thomas Telford.
- Rahim, A. (1998) The significance of non-associated plasticity. *Crisp News*, Issue No. 6, November.
- Simonini, P. (1996) Analysis of behaviour of sand surrounding pile tips. *J Geotech Geoenviron Eng*, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 897-905.
- Yamamoto, K. and Kusuda, K. (2001) Failure mechanisms and bearing capacities of reinforced foundations. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, No. 3, pp. 127-162.
- Yamamoto, K. and Ontani, J. (2002) Bearing capacity and failure mechanism of reinforced foundations based on rigid-plastic finite element formulation. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, No. 6, pp. 367-393.
- Woods, R. and Rahim, A. (2007) *CRISP 2D - Technical Reference Manual*, CRISP version 5, The CRISP Consortium Limited.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., and Lewis, R. W. (1975) Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Geotechnique*, Vol. 25, No. 4, pp. 671-689.

(접수일: 2012.2.22/심사일: 2012.4.3/심사완료일: 2012.5.8)