

# 지하터파기로 인해 융기(Heaving)가 발생한 지반에 근입된 단독말뚝의 거동

## Behaviour of a Single Pile in Heaving Ground Due to Ground Excavation

이 철 주<sup>†</sup>  
Lee, Cheolju

**ABSTRACT :** A finite element analysis has been conducted to clarify the behaviour of a single pile in heaving ground related to ground excavation. The numerical analysis has included soil slip at the pile-soil interface, analysing the interaction between the pile and the clay has been studied. The study includes the upward movement of the pile, the relative shear displacement between the pile and the soil and the shear stresses at the interface and the axial force on the pile. In particular, the shear stress transfer mechanism at the pile-soil interface related to a decrease in the vertical soil stress has been rigorously analysed. Due to the reductions in the vertical soil stress after excavation, the relative shear displacement and the shear stress along the pile have been changed. Upward shear stress developed at most part of the pile ( $Z/L=0.0-0.8$ ), while downward shear stress is mobilized near the pile tip ( $Z/L=0.8-1.0$ ) resulting in tensile force on the pile, where  $Z$  is the pile location and  $L$  is the pile length. Some insights into the pile behaviour in heaving ground analysed from the numerical analyses has been reported.

**Keywords :** Numerical modelling and analysis, Piles, Soil slip, Soil-structure interaction, Heaving ground

**요 지 :** 본 연구에서는 유한요소해석을 실시하여 지반굴착으로 인해 융기(heaving)가 발생하는 지반에 사전에 근입된 말뚝의 거동에 대한 분석을 실시하였다. 수치해석에서는 말뚝과 점토사이 경계면에서의 미끄러짐(소성항복)을 고려하여 그 상호거동에 대하여 고찰하였다. 본 연구에서는 말뚝의 상향변위, 말뚝과 인접지반의 상대변위, 말뚝에 작용하는 전단응력 및 인장력을 분석하였다. 특히, 수직응력의 감소로 인해 말뚝과 인접지반에서의 전단응력이 전이되는 메커니즘에 대한 심도있는 분석을 실시하였다. 굴착에 의해 수직응력이 감소하여 말뚝과 인접지반 사이에서의 상대변위 및 전단응력이 변화하였다. 말뚝 대부분의 위치( $Z/L=0.0-0.8$ )에서는 상향의 전단응력이 발생하였으나, 말뚝 선단부 부근( $Z/L=0.8-1.0$ )에서는 하향의 전단응력이 발생하였고, 이로 인해 말뚝에는 인장력이 발생하였다.  $Z$ 는 임의의 심도,  $L$ 은 말뚝의 길이이다. 수치해석을 통해서 분석된 말뚝의 거동에 대하여 상세히 보고하였다.

**주요어 :** 수치해석, 말뚝, 미끄러짐, 구조물-지반 상호거동, 지반융기

### 1. 서 론

지하터파기 등의 이유로 융기(heaving)가 발생하는 지반에 굴착이전에 시공된 말뚝에는 상향의 변위 및 인장력이 발생하게 된다. 그림 1은 지하구조물을 지지하기 위하여 지반굴착 이전에 시공된 현장타설말뚝에 지하터파기로 인해 인장력이 발생하게 되는 기본개념을 나타내고 있다. 이러한 현상은 지하구조물이나 상부구조물의 기초로 지반의 지지력이 충분하지 못해 깊은 굴착이 실시되기 이전에 시공된 말뚝 및 단기간에 걸친 지하굴착 후 팽창(swelling)이 진행 중인 지반에 말뚝을 시공하는 경우에 나타나는 것으로 유럽 및 동남아 지역에서는 비교적 널리 알려져 있다(Burland 등,

1978; Zeevaert, 1983; Fleming 등, 1989; Al-Tabbaa, 1994; Lee 등, 2001; Kempfert 등, 2006).

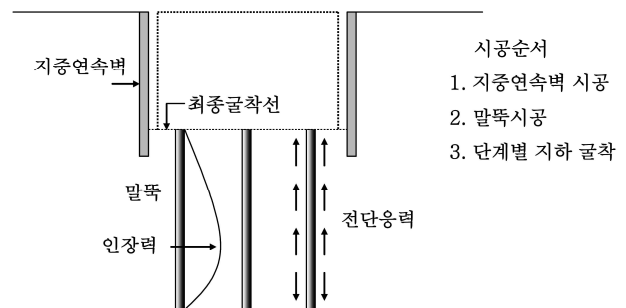


그림 1. 말뚝 시공 이후 실시된 지하터파기에 의해 말뚝에 전단응력 및 인장력이 발생하게 되는 개념도

<sup>†</sup> 정희원, 강원대학교 토목공학과 조교수(E-mail : cj32@kangwon.ac.kr)

Ng(1992)는 지하3층의 지하주차장 건설시 발생한 이러한 상황에 대해 상세히 설명한 바 있다(지중연속벽 및 지하주차장의 기초인 현장타설말뚝 시공 후 단계별 지반굴착). 이때 지중유효응력 감소로 인해 상향의 지반변위가 발생하여 말뚝에는 일반적으로 알려진 부마찰(negative skin friction)과 유사한 메커니즘으로 인해 인장력이 발생하는 것으로 알려져 있다(Al-Tabbaa, 1994). 이는 Al-Tabbaa(1994)가 보고한 바와 같이 1980년대 융기가 발생한 지반에 시공된 말뚝에 대한 건전도 시험(integrity tests) 결과 분석된 말뚝의 균열로 인해 널리 알려지기 시작하였다. 유럽에서는 융기가 진행 중인 지반에 시공된 현장타설말뚝에 대한 설계 및 시공측면에서 다수의 분석이 수행된 바 있다(Wright 등, 1989; Fleming 등, 1989; Marchand, 1993a & 1993b; Boer 등, 1996; Kempfert 등, 2006).

융기가 발생하는 지반에 근입된 말뚝과 관련된 문제는 다음의 세 가지로 분류될 수 있다(The Institution of Structural Engineers, 1975).

- 1) 인장력 발생으로 인한 말뚝본체에 균열발생
- 2) 말뚝에 상향의 변위발생
- 3) 말뚝의 지지력 감소

위와 같은 문제를 해결하기 위한 공학적 해결방안으로는 크게 기초판 아래에 공간(gap)을 만드는 방법, 말뚝두부에 굴착이전 수직의 상재하중(압축력)을 작용시키는 방법, 말뚝의 표면에 역청재를 이용한 코팅을 실시하여 전단응력의 크기를 감소시키는 방법, 그리고 직경이 작은 말뚝의 사용(마이크로 파일) 등이 있다(The Institution of Structural Engineers, 1975).

그동안 팽창성 지반(expansive soil)에 근입된 말뚝에 함수비가 증가하여 인장력이 발생하는 것에 대해서는 많은 연구가 실시되어 왔다(Donaldson, 1967; Poulos 등, 1980; Blight, 1984; Driscoll 등, 1987; Mohamedzein 등, 1999; Crilly 등, 2000; Xu 등, 2001; Nusier 등, 2004). 그러나 지반굴착에 의한 말뚝의 거동에 대한 연구는 비교적 제한되어 있는 실정이다(The Institution of Structural Engineers, 1975; Wright 등, 1989; Troughton, 1992; Marchand, 1993a & 1993b; Al-Tabbaa, 1994; Boer 등, 1996; Lee 등, 2001; Kempfert 등, 2006). 이러한 연구에서는 주로 말뚝에 발생하는 인장력에 대하여 분석하였다.

최근에는 말뚝에 인장력이 발생하는 것에 대한 이론적인 연구가 실시된 바 있다. Zeevaert(1983)는 말뚝과 주변 지반 사이의 상호거동에 의해 말뚝과 주변지반의 경계면에서의 하중감소 정도가 작아지는 것을 보고하였다. O'Reilly 등(1990)는 단독말뚝 및 군말뚝에 작용하는 인장력을 산정하

는 1차원 계산과정을 제안하였다. 한편 Al-Tabbaa(1994), Mohamedzein 등(1999) 및 Lee 등(2001)은 유한요소해석을 실시하여 말뚝의 거동을 분석하여 말뚝에 발생하는 전단응력 및 인장력에 대한 연구를 실시하였다. 그러나 기존연구에서는 말뚝과 인접지반 사이의 항복(plastic soil yielding, 혹은 slip), 특히 말뚝과 선단부 사이에서의 분리(separation) 고려 및 말뚝-지반 사이의 상대변위 분포에 대한 분석을 실시하지 않아서 말뚝의 거동을 명확하게 규명하지 못했다는 문제가 있었다.

이에 본 연구에서는 2차원 유한요소해석을 실시하여 융기가 발생하는 지반에 근입되어 있는 단독말뚝의 거동을 분석하였다. 유한요소해석에서는 말뚝과 주변지반의 경계면(말뚝의 측면 및 선단)에서의 항복을 고려하였으며, 말뚝-지반 사이의 상대변위 분포, 전단응력 전이과정 및 말뚝에 인장력이 발생하는 메커니즘에 대한 심도있는 분석을 실시하였다.

## 2. 유한요소 해석 절차

본 연구에서는 지하터파기로 인해 융기가 발생하는 지반에 굴착이전에 시공된 단독말뚝의 거동을 분석하기 위하여 2차원 유한 요소 해석을 실시하였다. 수치해석에는 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS(ver 6.5)가 사용되었다(ABAQUS User's and Theory Manuals).

### 2.1 Mesh 및 경계조건

그림 2(a)는 해석에서 사용된 2차원 축대칭(axisymmetric) 유한요소 mesh를 보여주고 있다. 말뚝은 점토지반에 근입되어 있으며, 말뚝의 선단은 중간정도의 견고한 점토(firm clay)와 5m두께를 가진 비교적 조밀한 사질지지층 사이에 위치하는 것으로 가정하였다. 수치해석에서는 길이 15m, 직경 1m인 현장타설말뚝에 대한 분석을 실시하였다. 실제 지하

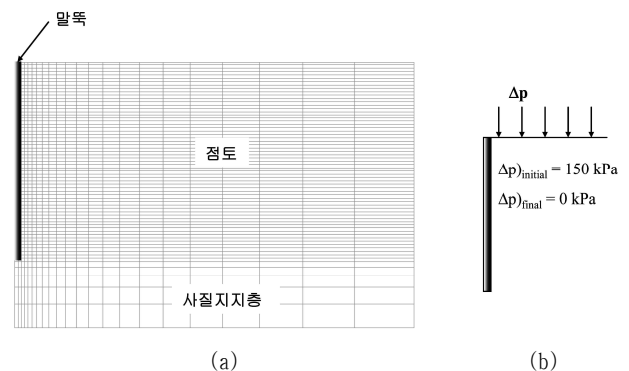


그림 2. 수치해석에서 가정한 유한요소메쉬 (a), 해석기본개념 (b)

터파기 과정을 모사하기 위하여 해석초기에 상재하중,  $\Delta p$ , 150kPa를 지표면에 작용시켰다(그림 2(b)). 이는 지하수위가 지표면에 위치한 심도 15-25m 정도의 지중에 작용하는 유효 수직응력이라고 할 수 있다. 유한요소메쉬(mesh)의 바닥은 핀(pin)으로 고정되었으며, 측면은 롤러(roller)로 구속시켰다.

## 2.2 모델 및 해석 순서

본 연구에서 말뚝에는 탄성모델을 적용하였고, 점토지반과 선단지반에는 비관련 흐름법칙(non-associate flow rule)을 따르는 Mohr-Coulomb의 파괴이론을 사용하였다. 유한요소 해석에 적용된 물성치는 표 1에 나타난 바와 같다. 점토지반은 큰 변형이 예상되므로 한계상태(critical state)에 도달한 것으로 가정하였고, 선단지반은 변형이 크지 않기 때문에 최대상태(peak state)에 도달한 것으로 가정을 하여 각각  $0.1^\circ$  및  $10^\circ$ 의 팽창각(dilation angle)을 적용하였다. 또한, 해석시 가정한 점토 및 선단지반의 한계상태의 마찰각(critical state angle)은 각각  $25^\circ$  및  $35^\circ$ 이다. 따라서 Bolton (1986)에 의해 점토 및 선단지반의 마찰각은 근사적으로 각각  $25.1^\circ$  및  $45^\circ$ 로 가정하였다. 본 연구에서는 말뚝과 지반 경계면에서의 항복을 고려하지 않은 탄성해석(no-slip elastic 해석, no-slip 해석으로 칭함) 및 항복을 고려한 탄-소성해석(elasto-plastic slip analysis, slip 해석으로 칭함)을 실시하였다. 이후의 모든 해석은 slip 해석을 중심으로 진행되었고 별도의 언급이 없는 이상 모두 slip 해석을 통한 해석 결과를 의미한다. 본 연구에서는 지하수위가 지표면에 위치하고 있는 것으로 가정하여 정수압 분포를 가정한 배수 조건 상태에서 해석을 실시하였다. 말뚝의 시공에 의한 주변지반의 응력변화나 말뚝에 발생하는 residual force등을 수치해석으로 해석하기 위해서는 많은 어려움이 따르므로 본 연구에서는 말뚝 시공효과를 고려하지 않았다.

말뚝-지반 경계면의 거동은 접촉요소(contact element)를 이용하여 지반과 말뚝 사이의 미끄러짐(slip)을 모델링하였다. 경계면은 2D quadratic 18-node elements으로 구성되어 있는데, 각 요소는 두 개의 동일한 좌표를 갖는 9개의 node를 가진 면에 의해 구성되었다. 경계면은 zero의 두께를 가지고 있으며 상대변위 발생시 전단응력이 발생하게 된다.

일반적인 경우 상대변위가 2-10mm일 때 말뚝과 지반의 경계면에 최대 마찰력이 발생하는 것으로 알려져 있으며(Lee 등, 2001), 이에 본 논문에서는 Al-Tabbaa(1994)와 같이 5mm의 상대전단변위(relative shear displacement) 발생시 최대마찰력이 발생하는 것으로 가정하였다. 경계면에서 말뚝과 지반의 상호거동은 상대변위 및 마찰계수(interface friction coefficient),  $\mu$ 의 영향을 받는다, 여기서,  $\mu$ 는  $\tan(\delta')$ 이다.  $\delta'$ 는 말뚝과 지반 사이의 마찰각이다. 최대 상대변위가 발생하는 경우,  $\mu \times p'$ 으로 정의되는 전단강도가 발생한다. 여기서,  $p'$ 은 말뚝에 작용하는 유효 수평응력이다. Burland(1973)는 말뚝의 시공과정 동안 발생한 말뚝인근 흙의 교란 및 재성형 등으로 인하여 점토의 점착력은 '0'으로 가정할 수 있다고 보고한 바 있다. 따라서 본 연구에서는 말뚝과 지반사이의 부착력(adhesion)은 '0'으로 가정하였다. Crilly 등 (2000)에 의하면 현장타설 말뚝의 경우 말뚝과 지반 경계면에서의 마찰각은 말뚝시공 과정에서 지반이 느슨해지기 때문에 흙의 내부마찰각보다 작은 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 0.25의 마찰계수를 적용하였다. 이는 내부마찰각 약 14도에 해당되는 값으로 Bond 등(1991)이 보고한 값과 유사하다. 한편 식 (1)을 이용하면 Burland(1973)가 제안한  $\beta$ -방법에서 필요한 물성치인  $\beta$ -값으로 0.1375를 얻을 수 있다.

$$\mu = \tan(\delta') = \beta/K_0 \quad (1)$$

지반의 굴착으로 인한 말뚝의 거동을 분석하기 위하여 지표면에 작용하는 초기 상재하중  $\Delta p$  150kPa를 총 6회의 해석단계별(T1 - T6)로 각각 25kPa씩 점진적으로 감소시켰다(그림 2b)(T1: 125kPa, T2: 100kPa, T3: 75kPa, T4: 50kPa, T5: 25kPa, T6: 0kPa). 지반의 굴착이 종료된 후, 말뚝두부에 3개 단계별로 100kN의 상재하중 P를 증가시켜(최대 압축력 300kN) 상부구조물의 시공으로 인해 압축력이 말뚝의 두부에 작용하는 상황을 모사하였다.

한편 임의의 위치에서 말뚝에 작용하는 축력( $P_z$ )은 말뚝 요소의 심도별 평균수직응력( $\sigma_{zz,avg}$ )을 아래의 식 (2)를 이용하여 산정하였다.

$$P_z = (\sigma_{zz,avg}) \times A, \text{ 여기서 } A = \text{말뚝의 단면적이다.} \quad (2)$$

표 1. 해석에 적용된 물성치

재료	Model	탄성계수 (MPa)	점착력 (kPa)	$\nu'$	$\phi_c$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )	$K_0$	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
말뚝	탄성	25,000		0.25	.	.	0.01	25
점토	Mohr Coulomb	10	3	0.35	25	10	0.55	20
선단	/탄성#	100	0.1	0.35	35	0.1	0.5	20

Note;  $\nu'$  = 포아송 비,  $\phi_c$  = 한계상태시의 마찰각,  $\psi$  = 팽창각,  $K_0$  = 정지토압계수,  $\gamma_t$  = 습윤단위중량 #: no-slip 해석시(탄성 모델), slip 해석시(Mohr Coulomb 모델)

### 3. 수치해석을 통해 분석된 말뚝의 거동

#### 3.1 말뚝과 지반사이의 상대변위 및 소성항복

그림 3은 지반굴착에 의해 발생한 지반의 상향변위로 인해 유발된 말뚝과 지반 경계면에서의 상대변위의 분포를 각 해석단계별로 정규화된 말뚝의 심도  $Z/L$ 에 대하여 보여주고 있다. 여기서  $Z$ 는 임의의 심도,  $L$ 은 말뚝의 길이이다. 한편 상대변위는 [상대변위 = 지반의 변위 - 말뚝의 변위]로 정의된다. 즉 (+)의 상대변위는 지반의 변위가 말뚝의 변위를 초과하는 경우이고, (-)인 경우는 말뚝의 변위가 지반의 변위보다 더 큰 경우를 나타낸다. 굴착이 진행되어 지중응력이 감소할수록 상대변위가 점점 증가하여 해석이 종료되었을 때 최대 110.0mm의 상향의 상대변위가 발생하였다. 유사하게 말뚝에는 해석 단계가 진행될수록 상향의 변위가 증가하고 있는데 최종해석단계 (T6)에서는 말뚝두부에 33.4mm의 상향 변위가 발생하였다.

상대변위는 말뚝두부에서 가장 크게 발생하며, 말뚝의 하부로 내려갈수록 그 값이 감소하고 있으며,  $Z/L=0.65-0.80$  사이에서 상대변위의 부호가 바뀌고 있다. 즉 말뚝의 하부에서는 말뚝의 상향변위가 지반의 변위를 초과하고 있음을 알 수 있다. 이때 말뚝과 인접 지반사이의 상대변위가 (0)인 위치를 중립면(neutral plane)으로 정의하고 이때에는 전단응력이 발생하지 않는다. 이는 말뚝에 작용하는 수직응력의 분포를 고려할 때 중립면의 위치가 근사적으로  $L/\sqrt{2}$  ( $\approx 0.71L$ )임을 고려하면 매우 유사한 결과라고 할 수 있다(Wan, 1995). 앞서 언급한 바와 같이 본 연구에서는 5mm의 상대변위 발생시 소성항복이 발생한다고 가정하였기 때문에 해

석단계가 진행될수록 대부분의 경계면에서 5mm 보다 큰 상대변위가 발생하고 있어서 항복이 발생하고 있음을 알 수 있다. 말뚝 선단부 부근에서는 상대변위가 비교적 작아서 일부 구간에서만 slip이 발생하고 있다. 한편 말뚝의 선단에서의 거동을 분석한 결과, 굴착 초기부터 말뚝의 선단이 그 하부의 선단층과 분리되고 있음을 알 수 있다. 이는 경계요소를 지정하여 경계면에서 말뚝과 선단지반 사이의 인장응력 전이를 사전에 차단하였기 때문이다.

상대변위의 분포로부터 지반의 변위가 말뚝의 변위를 초과하는 말뚝 상부의 경우 상향의 전단응력이 발생하고, 말뚝의 변위가 지반의 변위보다 더 큰 말뚝선단 인근에는 반대로 하향의 전단응력이 발생할 것으로 예상된다. 이는 압밀이 진행중인 지반에 근입된 말뚝에 작용하는 부마찰과 유사하다고 할 수 있다. 그러나 부마찰이 작용하는 말뚝에는 압축력이 작용하지만, 본 연구와 같이 굴착으로 인해 융기가 발생하는 지반에 근입된 말뚝에는 이러한 전단응력 성분들의 조합으로 인해 인장력이 발생할 것으로 추정할 수 있다.

#### 3.2 경계면에서의 전단응력

그림 4는 해석단계 T1 - T6에서 말뚝과 지반사이의 경계면에서 전단응력의 분포를 보여주고 있다. 전반적으로 말뚝의 상부에서는 (+)의 전단응력이, 말뚝 선단부근에서는 (-)의 전단응력이 발생하고 있다. 즉 상부에서는 상향의 전단응력이, 하부에서는 하향의 전단응력이 발현하고 있음을 알 수 있다. 이는 앞서 언급한 상대변위의 분포와도 일치한다. 한편 말뚝-지반의 상대변위가 (0)인 경우, 즉 중립면에서는 전단응력이 발생하지 않는다.



그림 3. 말뚝-지반의 상대변위 분포( $\delta$  = 말뚝두부의 변위)



그림 4. 경계면에서의 전단응력의 분포(최초항복 발생위치 표시)

해석단계 T1의 경우 심도가 증가할수록 전단응력이 지속적으로 감소하고 있다. 지반의 심도가 깊어질수록 말뚝에 작용하는 수평응력은 증가하지만 앞서 언급한 바와 같이 상대변위는 심도에 따라 감소하여 전단강도의 극히 일부만이 발현되기 때문에 나타난 현상으로 분석된다. 그러나 해석단계 T2-T6의 경우 전단응력이 말뚝의 상부에서 증가하다가 특정 심도에서부터 감소하고 있다. 해석단계 T2-T6의 경우 말뚝의 상부에서는 그림 4에 나타난 바와 같이 지반과 말뚝의 경계면에서 소성항복이 발생하기 때문에 전단강도가 100% 발현하고 있음을 확인하였다.

이는 앞서 설명한 것처럼 상대변위가 5mm 이상인 경우 경계면에서 소성항복이 발생하는 원리와 동일하다. 각 하중 단계 별 항복이 발생하는 범위는 앞서 언급한 상대변위가 5mm 보다 작은 구간과 일치하고 있다(그림 4). 각 해석단계 별 최대 상향 전단응력의 크기는 해석단계가 진행될수록 조금씩 감소하고 있다. 이는 굴착이 진행될수록 상대변위는 증가하지만 말뚝에 작용하는 수평응력 또한 감소하기 때문인 것으로 분석된다. 그러나 그 하부에서 중립면까지는 지속적으로 전단응력이 감소하는데 이는 상대변위가 감소하여 전단강도의 일부만이 발현하기 때문이다. 한편 중립면 하부에서는 전단응력의 부호가 바뀌고 있는데, 이를 통해 상대변위가 (+)에서 (-)로 변경되어 하향의 전단응력이 발생하고 있음을 알 수 있다.

### 3.3 말뚝의 인장력 분포

그림 5는 말뚝에 발생한 축력분포를 보여주고 있다(+: 압축력, -: 인장력). 굴착이 진행되기 전 해석초기 단계에서는

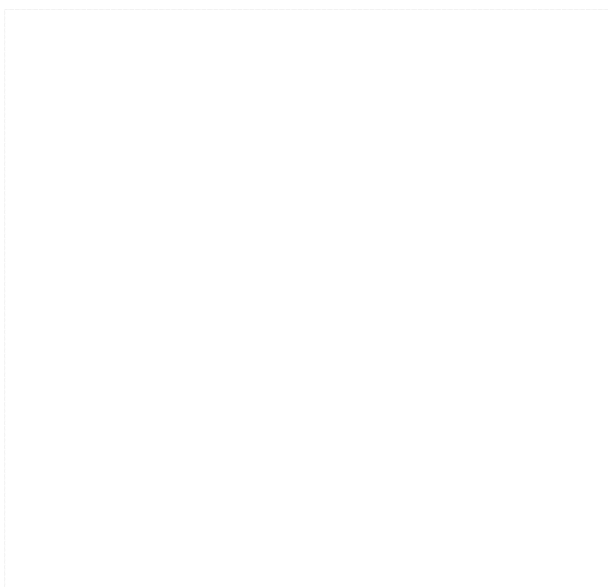


그림 5. 말뚝의 인장력 분포

말뚝의 자중으로 인하여 말뚝 전체에 걸쳐서 압축력이 발생하였다. 그러나 굴착 단계에서는 말뚝에 인장력이 발생하고 있음을 알 수 있다. 말뚝에 발생하는 최대인장력은 말뚝의 중앙부근 혹은 선단부근에서 발생하고 있고, 말뚝의 선단에서는 (0)에 가까운 축력이 발생하고 있다. 이는 말뚝선단과 선단부 지반사이에 상대변위로 인하여 공간(gap)이 발생하기 때문인 것으로 판단된다. Al-Tabbaa(1994), Mohamedzein 등(1999) 및 Lee 등(2001)에 의한 기존 유사연구에서는 말뚝 선단에 적절한 경계면을 지정하지 않았기 때문에 말뚝과 접한 하부의 선단요소가 인장저항력이 과하게 평가되어 말뚝 선단에서 상당한 크기의 인장력이 산정되었다. 즉 상향의 변위가 발생하는 말뚝의 거동을 명확하게 이해하기 위해서는 선단과 그 하부 지반사이에 경계면을 설정하여 인장력이 발생하는 경우 말뚝선단과 지반사이의 분리를 적절하게 고려할 수 있어야 함을 알 수 있다.

말뚝에 최대의 인장력이 발생하는 구간은 상향의 전단응력이 발생하는 구간의 위치와 일치하고 있음을 알 수 있다. 즉 상향 및 하향의 전단응력의 조합으로 말뚝에는 인장력이 발현되고 있는 것이다. 해석단계 T1-T3에서는 굴착이 진행되어 갈수록 말뚝의 인장력이 증가하고 있는 반면, 해석단계 T4-T6에서는 굴착단계가 진행될수록 말뚝의 인장력이 감소하는 경향을 보이고 있다. 말뚝에 발생하는 최대인장력은 해석단계 T2에서 발현되며(396kN), 해석단계 T6에서는  $P_{max}$ 의 약 43%에 해당하는 171kN만의 인장력이 작용하고 있다. 이러한 경향은 해석단계 별 말뚝에 작용하는 수평응력의 영향인 것으로 판단된다. 즉 해석단계가 진행될수록 말뚝과 지반 사이에서의 상대변위는 증가하여 항복이 발생하는 구간은 확장되지만, 수평응력의 감소로 인해 전단응력이 감소하기 때문인 것으로 판단된다. 이는 전단응력의 심도별 분포를 통해 앞서 설명한 바 있다. 하지만 말뚝두부의 상향변위는 해석 단계가 진행될수록 증가하는 경향을 볼 때 하중단계 별 말뚝의 거동을 구분하여 분석을 실시할 필요가 있음을 알 수 있다. 본 연구에서 분석한 말뚝에 발생하는 최대인장력은 약 396kN으로 이는 말뚝에 근입되는 철근비를 단면적의 1% 및 철근의 항복강도를 400MPa로 가정한 경우 산정되는 말뚝의 최대 허용인장력의 크기인 3140kN의 약 13%에 해당되는 값으로 인장력에 의해 말뚝에 균열이 발생할 가능성은 매우 낮은 것으로 판단된다. 그러나 철근보강이 적절히 실시되지 못한 경우 말뚝에 균열이 발생할 가능성이 존재한다고 할 수 있다.

### 3.4 말뚝두부 하중의 영향

굴착 완료 후 상부구조물의 하중이 말뚝두부에 압축력으로



그림 6. 상재하중 작용에 의한 말뚝의 축력분포

로 작용하는 것을 수치해석에서 모사하기 위하여 인장력이 발생한 말뚝의 두부에 3개의 해석단계별로 100kN의 상재하중 P를 증가시켰다. 그림 6은 상재하중의 작용으로 인한 말뚝 축력분포의 변화를 보여주고 있다. 말뚝두부에 상재하중이 작용하는 경우 축력의 분포가 급격하게 변하고 있다. 말뚝의 두부에 100, 200, 300kN의 상재하중이 작용하는 경우 말뚝에 작용하는 인장력의 대부분이 감소하여 각각 117, 67 및 19kN의 최대 인장력이 발생하고 있다. 그러나 말뚝의 두부에 400kN의 하중을 작용시키는 경우 인장력이 모두 소멸하여 말뚝전체에 압축력만이 발생하는 일반적인 상재하중이 작용하는 경우와 동일한 축력분포를 보여주고 있다. 즉 말뚝에 발생한 최대인장력과 유사한 크기의 압축력을 작용시키면 인장력이 대부분 소멸됨을 알 수 있다. 이는 Blight (1984) 및 O'Reilly 등(1994) 등이 보고한 바와 같다.

### 3.5 수직응력의 변화

Zeevaert(1983) 및 Lee 등(2001)은 융기가 발생한 지반에 근입된 말뚝 바로 옆 지반요소에서의 수직응력 감소는 지중에 인공구조물이 없는 상태인 greenfield조건(far field) 보다 그 감소 정도가 약간 더 작은 것으로 보고하였다. 이는 말뚝과 지반 사이의 하중전이 과정을 통해 수직응력이 덜 감소되기 때문이다. 그림 7은 해석단계 T6에서의 말뚝과 인접한 지반 및 greenfield 조건에서의 수직응력의 분포를 보여주고 있다. 그림에 의하면 말뚝과 인접한 지반에서의 수직응력의 분포는 greenfield 조건과 유사하긴 하지만 중립면 부근( $Z/L = 0.6 - 0.9$ )에서는 greenfield 조건의 수직응력을 약간 초과한다. 즉 굴착에 의해서 수직응력이 감소되는 정도에 있어



그림 7. 수직응력의 분포(해석단계 T-6)

서 말뚝과 인접한 지반에서는 예상보다 덜 감소하고 있다. 또한 중립면 하부에서는 오히려 greenfield 조건의 수직응력이 말뚝인근의 수직응력보다 더 작은 것으로 나타났다. 이는 Zeevaert(1983)가 설명한 바와 같이 중립면 부근에서의 전단응력 전이가 크지 않기 때문에 수직응력의 감소가 적은 것으로 볼 수 있으며, 향후 이에 대한 보다 심도 있는 분석이 필요할 것으로 판단된다.

### 3.6 인장력의 평가

말뚝에 작용하는 인장력을 평가할 수 있는 방법은 크게 수치해석,  $\beta$ -방법 및 Poulos 등(1980)의 방법 등이 있다. Wright 등(1989) 및 Boer 등(1996)은 지반굴착으로 인하여 말뚝에 발생하는 인장력을 산정할 수 있는 전응력에 근거한 간편공식을 제시한 바 있다. Wright 등(1989)은 감소계수를 사용하여 말뚝전체길이에 작용하는 인장력의 크기를 감소시켜 설계에 반영하였는데 이는 말뚝하단에서 발생하는 하향의 전단응력을 고려하였기 때문이다. 그러나 Boer 등(1996)의 경우 말뚝에 작용하는 인장력 산정시 말뚝 전체길이에 상향의 전단응력이 작용한다고 가정하였다. 즉 이 경우 말뚝의 인장력이 크게 과대평가되게 될 것으로 예상된다. 이는 중립면 하부의 하향의 전단응력과 중립면 부근에서 마찰력의 일부만이 발현되는 것을 고려하지 못했기 때문이다.

표 2는 수치해석을 통한 no-slip 및 slip 해석,  $\beta$ -방법 및 Poulos 등(1980)의 탄성해석방법(이하 탄성이론으로 칭함)을 이용하여 말뚝에 작용하는 최대인장력의 크기를 산정한 결과를 보여주고 있다.  $\beta$ -방법을 이용하기 위하여 본 해석에서 가정한  $\beta$ 의 값인 0.1375 값을 이용하여 각 굴착단계별

표 2. 수치해석 및  $\beta$  방법을 통한 최대인장력  $P_{max}$ 의 크기#

상재하중(kPa)	125	100	75	50	25	0
$P_{max}$ (kN) - slip	290	396	383	330	259	171
$P_{max}$ (kN) - $\beta$	815	701	586	472	357	243
$P_{max}$ (kN) - no-slip	712	1,544	2,378	3,211	4,043	4,876
$P_{max}$ (kN) - 탄성이론	532	1,065	1,597	2,132	2,666	3,201

#: 초기상재하중: 150kPa

최대 인장력의 크기를 평가하였다. 이때 중립면의 위치는 앞서 언급한 바와 같이  $L/\sqrt{2}$ 에 위치한다고 가정하였다. 또한 탄성이론을 이용하여 제시한 팽창성지반에 근입된 말뚝에 발생하는 최대인장력에 대한 design chart를 이용하여 말뚝의 최대인장력을 산정하였다( $P_{max}/E_sDS_0 \cong 2.2$ ,  $E_s$ : 탄성계수, D: 말뚝의 직경,  $S_0$ : 지표면 변위). 이때 본 해석에서 가정한 조건과 Poulos 등(1980)가 가정한 조건 가운데 일부가 달라 최대한 유사한 조건하에서의 비교가 될 수 있도록 하였다.

Lee 등(2001)은 말뚝과 지반 사이에 큰 상대변위가 발생하는 경우 말뚝과 지반의 경계면에서의 소성항복을 고려한 slip 해석이 가장 합리적이라고 보고한 바 있다. 즉, 표 2에 제시된 4가지 방법에 의한 인장력 평가 가운데 slip 해석을 통한 방법이 가장 합리적이라고 가정하고 이를 다른 방법과 비교 분석하였다.  $\beta$ -방법의 경우, 말뚝-지반 사이의 전단응력 전이과정을 반영할 수 없기 때문에 굴착이 진행될수록 인장력이 지속적으로 감소하고 있다. 즉, 상대변위의 크기가 작아서 전단강도가 극히 부분적으로만 발현되는 것을 반영하지 못하는 문제가 있다.  $\beta$ -방법에 의한 최대인장력의 크기는 slip 해석에 비해서 1.4 - 2.8배 크게 산정된다. 한편 굴착이 진행될수록 slip 해석과  $\beta$ -방법에 의한 인장력 예측이 점점 비슷해지는 경향이 보이는데, 이는 slip이 발생한 구간이 확장되기 때문인 것으로 판단된다. 즉  $\beta$ -방법에 상대변위의 분포를 고려할 수 있는 기법이 개발된다면 보다 우수한 예측이 가능할 것으로 판단된다. 한편 no-slip 및 탄성이론에 의한 방법은 굴착이 진행될수록 지속적으로 인장력이 증가하는 경향을 보여주고 있다. 또한 slip 해석의 경우와 비교하여 1.8-28.5배의 최대인장력을 보여주고 있다. 즉 no-slip 해석이나 탄성이론을 이용한 방법은 말뚝에 작용하는 최대인장력의 크기를 매우 과하게 평가하고 있어 실용적인 관점에서 볼 때 오히려 단순계산인  $\beta$ -방법을 이용하는 것이 더 합리적인 것임을 알 수 있다.

#### 4. 요약 및 결론

본 연구에서는 2차원 유한요소 해석을 실시하여 지하터

파기로 인하여 용기가 진행중인 지반에 근입된 말뚝의 거동에 대한 분석을 실시하였고 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 지반터파기로 인해서 용기가 발생하는 지반에 굴착이 전에 시공된 말뚝에는 상향의 변위 및 인장력이 발생하는데 이는 주로 말뚝과 주변지반과의 경계면에서의 항복(slip) 발생여부 및 수평응력의 분포에 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 즉 경계면에서의 slip을 고려한 해석을 실시하는 것이 말뚝의 거동을 분석하는데 반드시 필요하다고 할 수 있다. 특히 말뚝선단부와 지반사이의 분리를 허용할 수 있는 해석을 실시하는 것이 중요한 것으로 나타났다.
- (2) 인장력이 발생하는 말뚝에 압축력(상재하중)이 작용하면 인장력의 일부를 감소시킬 수 있다. 또한 말뚝에 발생한 인장력을 완전히 제거하기 위해서는 말뚝에 발생한 최대인장력의 크기 정도의 상재하중을 작용시키면 되는 것으로 분석되었다.
- (3)  $\beta$ -방법에 의한 말뚝의 인장력 예측은 slip 해석에 의한 결과의 1.4-2.8배 크게 평가하고 있어 실무적인 관점에서 볼 때 근사적으로 이용될 수 있으나, 말뚝의 상대변위, 전단응력 전이과정 등을 제대로 평가하지 못하기 때문에 적용시 주의할 필요가 있는 것으로 나타났다. 또한 no-slip 해석 및 탄성이론을 이용한 말뚝의 최대인장력 산정은 지나치게 인장력을 크게 평가하는 것으로 나타났다.
- (4) 말뚝 인근 지반요소에서의 수직응력은 중립면 부근에서의 전단전이가 크지 않아서 greenfield 조건의 수직응력 분포와는 상이한 것으로 나타났다.
- (5) 용기가 발생하는 지반에 시공된 말뚝에 발생하는 인장력의 크기는 일반적으로 현장타설말뚝에 사용하는 철근으로 충분히 극복할 수 있을 것으로 보인다. 그러나 인장력으로 인해 발생하는 말뚝의 상향변위 발생은 말뚝의 사용성 측면에서 대단히 불리하며, 또한 군말뚝의 거동에도 영향을 줄 것으로 예상된다. 향후 군말뚝 및 기초판으로 연결된 말뚝의 상호거동을 고려한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

#### 참고 문헌

1. Al-Tabbaa, A. (1994), Theoretical Analyses of Heave Induced Pile Tension in Straight-shafted Bored Piles, 4th International Conference on Problems of Pile Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 234~239.

2. Blight, G.E. (1984), Uplift Forces Measured in Piles in Expansive Clay, *5th International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, pp. 240~244.
3. Boer, F.de and Eem, H.M.van der. (1996), An Underground Tunnel beneath Amsterdam Central Station, *Proc. of Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London, pp. 105~109.
4. Bolton, M. D. (1986), The Strength and Dilatancy of Sands, *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65~78.
5. Bond, A. J. and Jardine, R. J. (1991), Effect of Installing Displacement Piles in a High OCR Clay, *Geotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 341~363.
6. Burland, J.B. (1973), Shaft Friction of Piles in Clay - A Simple Fundamental Approach, *Ground Engineering*, Vol. 6, No. 3, pp. 30~42.
7. Burland, J. B. and Hancock, R.J.R. (1978), *Underground Car Park at the House of Common, London : Geotechnical Aspects, Foundations and Soil Technology*, BRE Building Research Series, 3, pp. 110~128.
8. Crilly, M.S. and Driscoll, R.M. (2000), The Behaviour of Lightly Loaded Piles in Swelling Ground and Implications for their Design, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Civ. Engng.*, pp. 3~16.
9. Donaldson, G.W. (1967), The Measurement of Stresses in Anchor Piles, *4th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 253~256.
10. Driscoll, R.M C., Price, G. and Wardle, I.F. (1987), The Design of Piles in Swelling Clays, *6th International Conference on Expansive Soils*. pp. 283~287.
11. Fleming, W.G. and Powderham, A.J. (1989), Soil Downdrag and Heave on Piles, *Ground Engineering Group Board Piling Working Party Half Day Meeting*, ICE,
12. Kempfert, H.G. and Gebreselassie, B. (2006), *Excavations and Foundations in Soft Soils*, Springer, pp. 412~414.
13. Lee, C. J., Al-Tabbaa, A. and Bolton, M.D. (2001), Development of Tensile Force in Piles in Swelling Ground, *3rd Int'l Conference for Soft Soil Engineering*, Hong Kong, pp. 345~350.
14. Marchand, S. P. (1993a), A Deep Basement in Aldersgate Street, London. Part 1 : Contractor's Design and Planning, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Civ. Engng*, 97, May, pp. 19~26.
15. Marchand, S. P. (1993b), A Deep Basement in Aldersgate Street, London. Part 2 : Contractor's Design and Planning, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Civ. Engng*, 97, May, pp. 67~76.
16. Mohamedzein, Y. E-A, Mohamed, M. G. and El Sharief, A. M. (1999), Finite Element Analysis of Short Piles in Expansive Soils, *Computers and Geotechnics*, Vol. 24, pp. 231~243.
17. Ng, C W. W. (1992), *An Evaluation of Soil-structure Interaction Associated with a Multi-propped Excavation*, Ph. D Thesis, University of Bristol, pp. 2.1~2.15.
18. Nusier, O. K. and Alawneh, A. S. (2004), Micropile Technique to Control upward Movement of Lightweight Structures over Expansive Soils, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 22, pp. 89~104.
19. O'Reilly, M. P. and Al-Tabbaa, A. (1990), Heave Induced Pile Tension: a Simple One-dimensional Analysis, *Ground Engineering*, Vol. 25, No. 5, pp. 28~33.
20. Poulos, H.G. and Davis, E. H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, pp. 294~310.
21. The Institution of Structural Engineers (1975), *Design and Construction of Deep Basements*, The Institution of Structural Engineers, pp. 15~16.
22. Troughton, V.M. (1992), The Design and Performance of Foundations for the Canary Wharf Development in London Docklands, *Geotechnique*, Vol. 42, pp. 381~393.
23. Wan, F.S.K. (1995), *Experimental and Theoretical Analyses of a Bored Pile in Swelling Ground*, M.Phil thesis, University of Birmingham, pp. 12.
24. Wright, R.H. and Doe, G. (1989), Little Project : Construction of Basement, *Proc. Int. Conf on Piling and Deep Foundations*, London, Vol. 1, pp. 221~230.
25. Xu, K. J. and Poulos, H. G. (2001), 3-D Elastic Analysis of Vertical Piles Subjected to "Passive" Loadings, *Computers and Geotechnics*, Vol. 28, pp. 349~375.
26. Zeevaert, L. (1983), *Foundation Engineering for Difficult subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold Co. pp. 431~435.

(접수일: 2009. 8. 4 심사일: 2009. 8. 20 심사완료일: 2009. 9. 21)