점토지반에 설치된 말뚝의 하중전이 특성

Load Transfer Characteristics of a Pile installed in Clay

이승현* · 권오순**

Lee, Seung Hyun · Kwon, Oh Soon

Abstract

In order to investigate axial load transfer characteristics of a steel pipe pile installed in clay, three kinds of load transfer curves were used for analysis and results of analysis were compared each other. Two kinds of clay were considered for analysis and one of which has constant distribution of elastic modulus and undrained shear strength with depth and the other has linear distribution of those with depth. t - z curves obtained from the analysis show that pile displacements needed to develop maximum skin load transfer are less than the generally known displacement of 5~10 mm. It can be seen from the results of analysis that the amount of load transferred to pile point was small whereas the load transferred to pile point has major effect on the development of ultimate pile load capacity. Initial stiffness of load carrying capacity of a pile was mainly affected by the soil properties near the upper portion of a pile.

Key words : Axial load transfer, Elastic modulus, Undrained shear strength, t - z curve, Initial stiffness

요 지

점토지반에 설치된 강관말뚝의 축방향 하중전이특성을 파악하기 위해 세 가지 하중전이법을 적용하고 해석을 수행하여 그 결과를 상호 비교하였다. 해석지반은 탄성계수와 비배수강도가 말뚝근입깊이에 대하여 일정한 경우와 비례하는 경우를 고려하였다. 해석을 통해 구한 t - z 곡선을 살펴볼 때 극한단위주면마찰력이 발현되는데 필요한 변위량은 일반적으로 알려진 5~10 mm보다 작은 값을 보였다. 해석을 통해 얻은 하중-침하곡선을 살펴볼 때 말뚝선단에 전이되는 하중은 말뚝머리하중에 비해 상당히 작았으나 말뚝에 있어 뚜렷한 극한지지력 발현과 관련하여 큰 역할을 함을 알 수 있었다. 말뚝의 하중-변위곡선에 있어서의 초기강성은 말뚝머리 근처 지반의 특성값에 큰 영향을 받음을 알 수 있었다.

핵심용어 : 축방향 하중전이, 탄성계수, 비배수강도, t - z 곡선, 초기강성

1. 서 론

축방향 하중을 받는 말뚝의 하중-침하곡선을 얻기 위해 주로 두 가지 해석적 방법이 사용된다. 하나의 방법은 탄성론에 의한 것으로 Mindlin(1936)의 탄성해에 근거한다. Mindlin의 탄성해는 반무한 등방 탄성지반내의 한 점에 가해진 하중에 의해 다른 점에서의 응력과 변형을 구하는 해법이다. 이 방법을 적용한 말뚝의 변위는 말뚝주면과 말뚝선단에서의 하중 전이를 중첩하여 구하게 된다. 탄성해법의 단점은 복잡다단한 실제지반을 단 두 개의 탄성정수 즉 탄성계수와 포아송비로 모사함으로써 너무 단순화시킨다는 것이다. 말뚝의 하중-침하량곡선을 얻는 다른 한가지 방법은 통상 t - z method로 알려진 하중전이법(load transfer method)이다. 하중전이법은 말뚝주면에서의 변위와 하중전이 사이의 적합조건과 말뚝선단에

서의 변위와 저항력 사이의 적합조건을 유한차분법을 적용하여 구현하는 방법이다. 이 방법은 Seed et al.(1957)에 의해 처음 사용된 이래 많은 연구지들에 의해 연구되었다(Coyle et al., 1966; Coyle et al., 1967; Kraft et al., 1981). t - z 방법에서는 Winkler 개념을 적용하고 있는데 특정 말뚝주면과 말뚝선단에서의 하중전이는 다른 곳에서의 말뚝변위와 무관하다는 가정이다. 이러한 가정에도 불구하고 t - z 방법에서는 변위와 전단력 사이의 비선형성을 갖는 복잡한 지층에서도 적용할 수 있으므로 여전히 실용적이고 강력한 방법이라 할 수 있다. 본 연구에서는 점토지반에 설치된 말뚝에 대하여 해석지반을 가정하고 기존에 제안된 세 가지 하중전이법을 적용하여 말뚝의 하중전이특성을 상호비교하고자 하였다. 해석지반의 가정에 있어서는 지반의 탄성계수와 비배수강도가 깊이에 따라 일정한 경우와 선형적으로 분포하는 경우를

*정회원 · 선문대학교 토목공학과 교수(E-mail : shlee02@sunmoon.ac.kr, 교신저자)

**한국해양연구원 연안개발에너지연구부 책임연구원

가정하여 지반특성이 말뚝의 하중전이거동에 미치는 영향을 살펴보고자 하였다.

2. 하중전이곡선

압축력을 받는 말뚝의 해석에 있어 하중전이법을 적용하는 경우 유한차분법을 적용하여 해석을 수행하게 되는데 자세한 해석방법은 문헌(Reese et al., 2006)을 참고할 수 있으며 본 연구에서는 해석방법을 직접 코딩하여 해석에 적용하였다. 점토지반에 설치된 강관말뚝의 압축거동해석을 위해 고려한 하중전이법은 Kraft et al. 방법(1981), Coyle et al. 방법(1966) 그리고 O'Neill et al. 방법(1982)이다. 말뚝선단에서의 하중전이(Q-z 곡선) 또한 각각의 방법에 나타나 있는 관계를 고려하였다. 해석에 고려한 세 가지 하중전이법을 요약하면 다음과 같다.

2.1 Kraft et al. 방법

Kraft et al.(1981)은 말뚝주면에서의 변위와 주면마찰 사이의 탄성거동을 가정하고 식 (1)과 같이 t-z 곡선을 제안한 바 있다.

$$z = \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \ln \left(\frac{r_m - \psi}{r_0} \frac{1 - \psi}{1 - \psi} \right) \quad (1)$$

식 (1)에서 τ_0 는 말뚝주면에서의 단위주면마찰력인데 t-z 곡선에서의 t를 의미한다. r_0 는 말뚝반지름, G_i 는 미소변형률하에서의 초기 전단탄성계수 그리고 r_m 은 말뚝주변지반에 대하여 전단응력을 무시할 수 있는 방사방향거리(zone of influence)를 나타내며 식 (2)와 같이 주어진다.

$$r_m = 2.5L\rho(1-\nu) \quad (2)$$

식 (2)에서 L 은 말뚝길이, ρ 는 말뚝선단에서의 전단탄성계수에 대한 말뚝 근입깊이 중앙에서의 전단탄성계수의 비 그리고 ν 는 지반의 포아송비를 의미한다. 또한 식 (1)에서 ψ 는 식 (3)와 같이 주어진다.

$$\psi = \tau_0 R_f / \tau_{\max} \quad (3)$$

식 (3)에서 $\tau_{\max}$ 는 극한단위주면마찰력을 의미하고 R_f 는 응력-변형률 곡선 수정상수(stress-strain curve-fitting constant)를 의미한다. Kraft 등은 소성이 높은 점토에 대하여 직접전단시험을 수행하여 잔류주면마찰력(t_{res})값이 극한주면마찰력의 80% 정도임을 확인한 바 있고 최대주면마찰력에서 일정한 잔류주면마찰력이 발휘되는데 필요한 변위량은 2.5 mm로 보고하고 있다. 말뚝주면과 인접지반 사이의 미끄러짐 발생이후의 거동을 좀 더 신뢰성 있게 결정하기 위해서 Kraft et al.(1981)은 직접전단시험결과를 이용하도록 제안하고 있다. Kraft et al.(1981)은 말뚝선단에서의 하중전이특성(Q-z behavior)을 강

성펀치(rigid punch)에 의한 탄성해를 이용하여 식 (4)와 같이 고려하였다.

$$z = \frac{q_b D(1-\nu^2)}{E} I_b \quad (4)$$

식 (4)에서 q_b 는 말뚝선단에 작용하는 응력, D 는 말뚝선단 지름, E 는 말뚝선단지반의 탄성계수 그리고 I_b 는 영향계수를 나타낸다. 반무한 탄성지반에 대한 I_b 값은 0.78이지만 Randolph et al.(1978)의 연구결과에 따르면 깊이효과(depth effect)로 인해 I_b 값은 감소되어 0.5~0.78 범위의 값을 갖는 것으로 보고되고 있다. Kraft et al.(1981)에 따르면 t-z 곡선을 적용함에 있어 특히, 단단한 과압밀점토지반에 타입된 짧은 말뚝인 경우 깊이에 따라 점토의 비배수강도가 일정하더라도 깊이에 따른 최대 주면마찰력, $t_{\max}$ 를 일정한 값으로 보기 보다는 선형적으로 증가하는 분포를 고려하도록 추천하고 있다. 또한 말뚝주면과 인접지반 사이의 미끄러짐 발생 후의 t-z 관계는 직접전단시험결과를 적용하도록 하고 있다.

2.2 Coyle and Reese 방법

Coyle and Reese (1966)는 현장계측시험결과를 바탕으로 점토지반에 설치된 말뚝의 t-z 곡선을 표 1과 같이 제안하였다.

표 1의 자료는 정규화한 t-z 곡선이 흙의 특성과 말뚝지름에 관련이 없음을 나타낸다. 말뚝선단에서의 하중전이특성은 Skepmton(1951)의 제안식을 근거로 식 (5)와 같이 고려할 수 있다.

$$Q_b = K_b(w_b)^n \quad (5)$$

식 (5)에서 Q_b 는 선단저항력을 나타내고 K_b 는 수정계수(fitting factor)를 나타내며 w_b 는 선단침하량을 나타내는데 식 (6)과 같이 주어진다.

$$w_b/D = 2\varepsilon \quad (6)$$

식 (6)에서 ε 은 일축압축시험에 의한 축방향변형률을 의미한다. 식 (5)로부터 K_b 를 결정하기 위해 n 을 가정하고 ε_{50} (과괴시의 축방향변형률의 50%에 해당하는 변형률)을 적용하여 w_b 를 결정한 다음 $0.5Q_{u(b)}$ 를 식 (5)의 좌변에 대입하게 되는데 $Q_{u(b)}$ 는 극한선단저항력을 의미한다.

표 1. 점성토에 대한 t-z 곡선

Ratio of load transfer to maximum load transfer	Pile displacement (mm)
0	0
0.18	0.254
0.38	0.508
0.79	1.016
0.97	1.524
1.00	2.032
0.97	3.048
0.93	4.064
0.93	5.08

2.3 O'Neill et al. 방법

O'Neill et al.(1982)은 과압밀점토지반에 설치한 지름 273mm의 강관말뚝에 대한 재하시험결과로부터 식 (7) 및 식 (8)과 같은 t-z 곡선을 제안한 바 있다.

$$\frac{t}{t_{\max}} = \sin \frac{\pi z}{2z_c} - 0.025 \sin \frac{2\pi z}{z_c} \quad (z \leq z_c) \quad (7)$$

$$\frac{q}{q_{\max}} = \left(\frac{z}{z_c}\right)^{0.40} \quad (z \leq z_c) \quad (8)$$

식 (7)에서 z_c 는 극한단위주면마찰력에 대응하는 말뚝변위를 의미하며 식 (9)와 같이 구한다.

$$z_c = \frac{t_{\max} r_p}{G} \left[0.67 + \ln \frac{2\rho L(1-\nu)}{r_p} \right] \quad (9)$$

식 (9)에서 r_p 는 말뚝반지름, ν 는 지반의 포아송비, L 은 말뚝길이 그리고 G 는 t-z 곡선을 적용하는 깊이에서의 전단탄성계수를 의미한다. O'Neill et al.(1982)은 선단하중-변위관계에 대해서는 z_c 를 말뚝선단지름의 3%로 보았다. 식 (7), (8)은 현장시험결과를 Fourier 근사를 통해 구한 것이다.

3. 해석조건

해석조건을 표로 요약하여 나타내면 표 2와 같다.

표 2의 해석조건과 관련하여 지반의 비배수강도와 탄성계수가 선형적으로 분포하는 경우에 대해서도 해석을 하였는데 표 2에 나타난 비배수강도와 탄성계수가 깊이에 따라 일정한 경우와 비교하기 위해 지표면에서의 값은 0으로 하였고 말뚝 근입깊이 중앙에서의 강도 및 탄성계수값이 표 2에 나타난 값들과 같게 하였다. 편의상 해석지반에 대하여 탄성계수와 비배수강도를 깊이에 상관없이 표 2에서와 같이 일정한 값으로 본 경우를 Case 1로 나타내고 말뚝근입깊이에 비례하는 경우를 Case 2로 나타낸다.

세 가지 하중전이법에 대해서는 동일한 극한단위주면마찰력 ($t_{\max}$)과 극한단위선단저항력($q_{\max}$)을 적용하였다. 말뚝의 극한단위주면마찰력은 α 방법을 써서 계산하도록 하였는데 식 (10)에 나타난 개정 API 방법(1987)을 사용하였다.

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.5\omega^{-0.5} \quad (\omega \leq 1.0) \\ \alpha &= 0.5\omega^{-0.25} \quad (\omega > 1.0) \end{aligned} \quad (10)$$

표 2. 해석조건

Pile	Steel pipe pile Length=20 m Diameter=40.64 cm Area=0.0149 m ² Perimeter=1.277 m Elastic modulus=2×10 ⁸ kPa
Soil	Submerged clay Undrained shear strength= 60 kPa Elastic modulus=40000 kPa Poisson's ratio=0.45 Unit weight=17 kN

그림 1. 깊이별 $t_{\max}$ 분포

식 (10)에서 $\omega = s_u/\bar{p}$ 이며 s_u 는 점토의 비배수강도를 의미하고 $\bar{p}$ 는 유효상재압력을 의미하는데 계산된 α 값이 1보다 클 경우에는 1로 본다. 말뚝근입깊이별 $t_{\max}$ 의 분포를 나타내면 그림 1과 같은데 지표면에서의 $t_{\max}$ 값은 0으로 보았다.

말뚝의 극한단위선단저항력은 Skempton이 제안한 $9s_u$ 로 보았다. 그림 1을 참조하여 말뚝의 극한지지력을 계산하면 Case 1, 2 각각에 대하여 843 kN, 968k N으로 계산된다.

4. 해석결과와 비교분석

그림 2에는 세 가지 방법을 통해 구한 하중전이곡선이 나타나 있는데 그림 2(a)는 Case 1과 Case 2에 대하여 해석 지반의 탄성계수와 비배수강도가 같은 말뚝근입깊이 10 m에서의 해석조건을 적용하여 구한 정규화한 t-z 곡선을 나타낸

(a) t-z curves (depth = 10 m)

(b) Q-z curves (depth = 20 m)

그림 2. 하중전이곡선

다. 그림 2(b)는 말뚝선단에서의 정규화된 Q-z 곡선을 나타내는데 식 (4), (5), (8) 그리고 가정된 지반조건을 고려해 볼 때 Case 1과 Case 2에 대하여 동일한 분포를 보인다.

그림 2(a)를 통해 알 수 있듯이 탄성영역내에서 t-z 곡선의 기울기는 Coyle and Reese 방법, O'Neill et al. 방법 그리고 Kraft et al. 방법순으로 큼을 알 수 있다. Kraft et al. 방법에 의한 경우 식 (1)에서 말뚝변위에 대한 단위주면마찰력을 직접 계산할 수는 없으며 시행착오법을 써야 하는데 해석시에는 Newton-Raphson 방법을 적용하였다. 또한 식 (3)과 관련한 R_f 값으로는 Kraft et al.의 연구결과를 참조하여 0.9로 보았다. 다수의 말뚝에 대한 재하시험을 통해 얻은 하중-침하곡선과 하중전이곡선에 대한 기존의 연구결과(Whitaker et al., 1966; Coyle et al., 1966; AISI, 1975)에 따르면 최대단위주면마찰력이 발휘되는데 필요한 변위량은 5~10 mm로 알려져 있으며 말뚝지름과 근입깊이의 영향은 작으며 지반특성에 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 그림 2(a)에 대하여 t_{max} 에 도달하는데 필요한 최대 변위량은 Kraft et al. 방법, Coyle and Reese 방법 그리고 O'Neill et al. 방법 각각에 대하여 3.1 mm, 2.0 mm 그리고 2.6 mm 로서 기존의 연구결과 보다는 작은 값들을 보인다. Kraft et al. 방법에서 고려한 잔류주면마찰력(t_{res})은 t_{max} 값의 80%로 보았으며 t_{max} 과 t_{res} 사이의 말뚝변위량은 2.5 mm로 보았다.

그림 2(b)를 통해 알 수 있듯이 선단하중전이에 있어서 Kraft et al. 방법과 O'Neill et al. 방법에 의한 초기 기울기가 거의 같음을 알 수 있다. 극한단위선단저항력의 발현에 필요한 선단변위량은 타입말뚝의 경우 선단지름의 10%, 천공말뚝(bored pile)의 경우 선단지름의 30%로 알려져 있으며 이때의 선단변위량은 말뚝선단에 직접 전달되는 하중에 의한 변위량뿐만 아니라 주면마찰에 의한 하중전이에 의해 말뚝선단으로 전달되는 응력에 의한 선단변위량을 포함한 값을 의미한다. 그림 2(b)에 대하여 극한선단저항력(Q_{max})에 도달하는데 필요한 최대 변위량은 Kraft et al. 방법, Coyle and Reese 방법 그리고 O'Neill et al. 방법 각각에 대하여 2.6 mm, 12.2 mm 그리고 32.5 mm로 상호간에 상당한 차이가 난다. Kraft et al. 방법에 있어 식 (4)와 관련한 영향계수, I_b 값으로는 0.6을 적용하였다. Coyle and Reese 방법과 관련하여 식 (5)에서의 K_b 값 결정을 위해 고려한 ε_{50} (과파시의 축방향변형률의 50%에 해당하는 변형률)값으로는 0.01, n 은 0.5로 가정하였다.

세 가지 방법을 적용하여 해석을 수행하기 위해 말뚝을 4개 요소로 분할하였으며 선단변위는 0.5 mm, 1 mm, 2 mm, 3 mm, 4 mm 그리고 5 mm를 고려하였다. 세 가지 방법을 이용하여 해석을 통해 구한 말뚝머리하중 및 말뚝선단하중-말뚝머리변위관계는 그림 3과 같다.

그림 3을 통해 볼 때 전체적으로 말뚝선단으로 전이되는 하중의 크기는 말뚝머리하중에 비하여 상당히 작음을 알 수 있다. 말뚝머리하중-말뚝머리변위관계에 있어 초기강성은 세 가지 방법 모두에 대해 Case 1의 경우가 Case 2의 경우보다 큼을 알 수 있으며 말뚝의 극한지지력 또는 그와 근접한 지지력이 발휘됨을 알 수 있다. 해석에서 가정한 선단변위에

(a) Kraft et al. 방법

(b) Coyle and Reese 방법

(c) O'Neill et al. 방법

그림 3. 하중-변위 관계

대한 선단저항력의 크기는 세 가지 방법 모두에 있어 Case 2의 경우가 Case 1의 경우에 비해 2배 크게 된다.

그림 3(a)에 나타난 Kraft et al. 방법에 의한 해석결과에서 Case 1인 경우 선단변위 0.004 m일 때 주면마찰 및 선단저항값이 최대값에 도달하며 Case 2인 경우 선단변위 0.003 m일 때 최대값에 도달함을 알 수 있는데 말뚝주면과 선단에서 최대값이 발현되므로 극한값이 뚜렷하게 된다. 말뚝주면에서의 하중전이특성을 좀 더 자세히 살펴보기 위해 Case 1에 대하여 선단변위 0.003 m, 0.004 m일 때와 Case 2에 대하여 선단변위 0.002 m, 0.003 m일 때의 깊이별 말뚝

변위(z)를 나타내면 그림 4와 같다. 그림 4에서 $z_{\max}$ 와 z_{res} 는 각각 최대단위주면마찰력과 잔류단위주면마찰력이 발현되는데 필요한 말뚝변위를 의미한다.

그림 4를 통해 알 수 있듯이 Case 1에 대하여 말뚝근입깊이에 따라 $z_{\max}$ 와 z_{res} 가 증가함을 알 수 있고 Case 2에 대해서는 말뚝근입깊이에 상관없이 $z_{\max}$ 와 z_{res} 가 일정함을 알 수 있다. 말뚝 근입깊이별 축력의 크기를 반영하여 근입깊이에 따라 말뚝변위가 감소함을 알 수 있다. 그림 4(a)를 통해 알 수 있듯이 가정한 선단변위 0.003 m일 때는 대체로 말뚝 근입깊이 중앙 상부에 있어서 말뚝변위가 최대변위보다 크며 선단변위 0.004 m일 때 말뚝선단을 제외한 모든 근입깊이에 대해 말뚝변위가 최대변위보다 큼을 알 수 있다. 그림 4(a)와 그림 3(a)를 고려해 볼 때 해석에 의한 말뚝의 극한지지력은 그림 3(a)에 나타나 있는 값과 별 차이가 없을 것으로 판단된다. 그림 4(b)에 나타난 말뚝변위의 변화양상도 그림 4(a)와 유사함을 알 수 있다.

그림 3(b)와 관련하여 해석결과에 의한 말뚝주면에서의 말뚝변위를 근입깊이에 대하여 나타내면 그림 5와 같다.

Coyle and Reese 방법에서 $z_{\max}$ 와 z_{res} 는 말뚝 및 흙의 특성과는 무관하므로 근입깊이에 관계없이 일정한 값을 갖는다. 그림 5를 통해 알 수 있듯이 Case 1과 Case 2에 대하여 선단변위 0.002 m일 때 말뚝변위가 최대값보다 큼을 알 수 있다. Coyle and Reese 방법에 의한 말뚝머리하중-변위 곡선에 있어 극한값이 뚜렷하지 않은 이유는 말뚝변위가 최대값을 넘어서더라도 선단저항력이 극한값에 도달하지 않았기 때문으로 볼 수 있다. 그림 3(c)와 관련하여 해석결과에 의한

말뚝주면에서의 말뚝변위를 근입깊이에 대하여 나타내면 그림 6과 같다.

그림 6(a)를 통해 알 수 있듯이 Case 1에 대하여 선단변위가 0.004 m일 때 말뚝전체길이에 대하여 최대주면마찰력이

(a) Case 1

(b) Case 2

그림 5. 깊이별 말뚝변위 (Coyle and Reese 방법)

(a) Case 1

(b) Case 2

그림 4. 깊이별 말뚝변위 (Kraft et al. 방법)

(a) Case 1

(b) Case 2

그림 6. 깊이별 말뚝변위 (O'Neill et al. 방법)

발현됨을 알 수 있고 Case 2에 대해서는 선단변위가 0.003 m 일 때 최대주면마찰력이 발현됨을 알 수 있다. 말뚝머리하중-변위 곡선에 있어 뚜렷한 극한지지력을 보이지 않는 이유는 Coyle and Reese 방법의 해석결과와 같이 선단저항력이 극한값에 도달하지 않았기 때문으로 볼 수 있다.

그림 3을 통해 볼 때 말뚝머리하중-변위곡선의 초기강성은 말뚝선단에서의 하중전이량이 상대적으로 작음에도 불구하고 Case 1의 경우가 Case 2의 경우보다 큼을 알 수 있다. 가정한 선단변위 0.0005 m에 대하여 초기강성을 정의할 때 말뚝주면에서의 하중전이 계산결과는 모든 경우에 있어 단위주면마찰력이 극한단위주면마찰력보다 작은 탄성거동을 보였다.

Kraft et al. 방법에 의하면 식 (1)로부터 말뚝변위량은 t/t_{max} 의 영향보다는 G 값의 영향을 더 크게 받는다. 따라서 탄성범위내의 말뚝주면에서의 하중전이에 있어서는 말뚝변위가 상대적으로 큰 말뚝두부 근처에서는 Case 2의 경우에 비해 Case 1의 경우에 말뚝변위량이 더 작게 되고 그 영향으로 초기강성이 더 큰 것으로 판단된다. Case 1과 Case 2에 대한 초기강성은 각각 213,346 kN/m이고 178,263 kN/m이다.

Coyle and Reese 방법에 의한 말뚝주면에서의 하중전이는 지반의 비배수강도에 의해 계산되는 t_{max} 에만 영향을 받는다. 그림 1을 통해 말뚝두부 근처에서의 t_{max} 은 Case 1의 경우가 Case 2의 경우보다 큼을 알 수 있으며 동일한 단위주면마찰력에 대하여 말뚝변위는 Case 1의 경우가 Case 2의 경우보다 작게 된다. 선단변위 0.0005 m에 있어서 말뚝근입깊이 5 m에 대한 t/t_{max} 값은 Case 1인 경우 0.94이며 Case 2인 경우는 0.98로서 말뚝변위가 Case 1인 경우가 Case 2인 경우보다 작게 된다. 또한 Case 1에 대한 t_{max} 이 Case 2에 비해 크며 t/t_{max} 값에 있어 큰 차이를 보이지 않으므로 주면으로 전이되는 하중도 Case 1의 경우가 Case 2의 경우보다 크다. 따라서 Case 1에 대한 초기강성이 Case 2에 비해 큰 것으로 판단되며 Case 1과 Case 2에 대한 초기강성은 각각 248,027 kN/m이고 205,919 kN/m이다. O'Neill et al. 방법에 있어서는 식 (7)을 통해 알 수 있듯이 t/t_{max} 은 탄성범위에 있어 z/z_{max} 값이 커질수록 커진다. 식 (9)로부터 z_{max} 는 t_{max}/G 에 비례하며 선단변위 0.0005 m일 때 말뚝근입깊이 5 m에 대한 t/t_{max} 값은 Case 1인 경우 0.76이고 Case 2인 경우 0.95로서 Case 1인 경우의 초기강성이 Case 2인 경우의 초기강성에 비해 크게 된다. Case 1과 Case 2에 대한 초기강성은 각각 242,462 kN/m 및 203,993 kN/m이다. 해석에서 가정한 지반조건인 Case 1에 대한 말뚝-변위에 있어 초기강성은 Case 2에 비해 Kraft et al. 방법에 따르면 20%, Coyle and Reese 방법에 따르면 12% 그리고 O'Neill et al. 방법에 따르면 19% 증가한 값을 보인다.

5. 결 론

본 연구에서는 점토지반에 설치된 말뚝의 하중전이특성을 살펴보고자 해석지반을 가정하고 세 가지 하중전이곡선을 적용하여 해석을 수행하였다. 해석지반은 지반의 탄성계수와 비배수강도가 깊이에 따라 일정하게 분포하는 경우(Case 1)와

깊이에 비례하는 탄성계수 및 비배수강도분포를 고려하되 말뚝근입깊이에 대한 평균값이 Case 1과 동등한 경우(Case 2)를 고려하였다. 해석결과와 유도된 결론은 다음과 같다.

- 1) 말뚝근입깊이 중앙에 대해 해석을 통해 얻은 t-z 곡선으로부터 극한단위주면마찰력이 발현되는 최대말뚝변위 (z_{max})을 살펴보면 3.1 mm, 2.0 mm 그리고 2.6 mm로서 일반적으로 알려진 5~10 mm 보다 작은 값을 보였다.
- 2) 해석을 통해 구한 하중-변위곡선을 통해 볼 때 말뚝의 극한지지력이 발현될 때까지 말뚝선단이 부담하는 하중은 말뚝머리하중에 비해 상당히 작음을 알 수 있었다.
- 3) 말뚝의 하중-변위곡선의 형상은 말뚝주면과 선단에서의 하중전이곡선의 영향을 종합적으로 반영하여 결정되나 말뚝 선단하중이 말뚝머리하중에 비해 상대적으로 작음에도 불구하고 말뚝선단에서의 하중전이곡선의 형상이 말뚝의 하중-변위곡선의 형상에 큰 영향을 미침을 알 수 있었다.
- 4) Kraft et al. 방법과 O'Neill et al. 방법에 의한 경우 말뚝의 하중-변위곡선에 있어 초기강성은 말뚝머리 근처 지반의 비배수강도와 탄성계수가 커질수록 커지며 Coyle and Reese 방법에 있어 초기강성은 말뚝머리부 근처에서의 비배수강도가 클수록 커진다.
- 5) 세가지 방법을 통해 구한 말뚝의 하중-변위곡선에 있어 초기강성은 Case 1의 경우가 Case 2의 경우에 비해 12~20% 큰 값을 보였다. 따라서 말뚝 근입깊이에 따라 평균 개념의 탄성계수와 비배수강도가 같더라도 지표면 근처에서의 탄성계수와 비배수강도가 큰 말뚝의 초기강성이 더 크게 됨을 알 수 있다.

참고문헌

- AISI (1975) Steel pile load test data, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 84 pp.
- American Petroleum Institute (1987) "API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms," Report RP-2A.
- Coyle, H.M. and Reese, L.C. (1966) "Load transfer for axially loaded piles in clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, SM2, Paper No. 4702, March, pp. 1-26.
- Coyle, H.M. and Sulaiman, I. H. (1967) "Skin friction for steel piles in sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, SM6, Paper No. 5590, November, pp. 261-278.
- Kraft, L.M., Jr., Ray, R. P. and Kawaga, T. (1981) "Theoretical t-z curves," *Proceedings*, ASCE, Vol. 107, No. GT11, November, pp. 1543-1561.
- Mindlin, R.D. (1936) "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid," *Physics*, Vol. 7, No. 5, May, pp. 195-202.
- O'Neill, M.W., Hawkins, R.A. and Mahar, L.J. (1982) "Load transfer mechanism in piles and pile groups," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. GT12, December, pp. 1605-1623.
- Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1978) "Analysis of deformation of vertically loaded piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil*

Engineers, Vol.104, No. GT12, December, pp. 1465-1488.
Reese, L.C., Isenhower, W.M. and Wang, S.T. (2006) Shallow and deep foundations, John Wiley & Sons Inc., pp. 430-435.
Seed, H.B. and Reece, L.C. (1957) "The action of soft clay along friction piles," *Transactions*, ASCE, Vol. 122, Paper No 2882, pp. 731-754.
Whitaker, T. and Cooke, R.W. (1966) "An investigation of the shaft

and base resistances of large bored piles in London Clays," *Proc. Conference: Large Bored Piles*, ICE, London, pp. 7-49.

◎ 논문접수일 : 12년 02월 08일
◎ 심사의뢰일 : 12년 03월 21일
◎ 심사완료일 : 12년 04월 13일