

사질토 지반에서 H-형 강말뚝의 축방향 거동

Behavior of H-Type Steel Pile Under Axial Load in Cohesionless Soils

홍 사 면¹ Hong, Sa-Myun

이 영 생² Lee, Yeong-Saeng

Abstract

In early days, to analyze the behavior of single pile under axial load, many assumptions were made and field tests were performed. But in recent days, the development of computers led the use of the numerical analysis resulting in more realistic and correct results. The numerical methods are classified into Load Transfer Method and Elastic Solid Approach. In this study a numerical program applying t-z model to Load Transfer Method suggested by Coyle & Reese was developed. And another finite difference program using matrix based on this load transfer was developed. As a result, it is found that the values of the F.D.M. were similar to the values measured in-situ.

요 지

축하중이 작용하는 말뚝에 대한 거동 해석 시 초기에는 여러 가정을 단순화하거나 또는 현장에서 많은 재하시험을 통해 안정성을 평가하는 것이 최선의 방법이었다. 그러나 최근 들어 컴퓨터의 발달로 축하중을 받는 말뚝의 거동을 보다 복잡하고 정교하게 해석할 수 있게 되었으며 이러한 방법들은 보다 현실적이고 정확한 결과를 산출 가능하게 하였다. 본 연구에서는 Coyle과 Reese(1966)가 제안한 하중전이법에 근거한 유한차분해석 프로그램을 개발하였다. 수치해석에 적용한 극한단위주면저항 f_{max} 는 여러 제안자에 따라 다양한 방법으로 산정하였는데 이렇게 산정된 값들을 Vijayvergiya(1977) 그리고 Mosher 등(2000)의 t-z모델에 적용하여 수치해석을 수행하였다. 이러한 t-z 모델들을 적용하여 수치해석한 결과 주면저항 값은 실측치보다 다소 작게 산정되었지만 전체적으로 유사한 거동을 나타내었다. H-말뚝 타입 시 발생한 함몰부의 영향을 고려하기 위하여 부분폐색단면으로 수치해석을 수행한 결과 비교적 실측치에 근접한 결과를 나타내었다. 이것은 함몰부에 느슨한 모래가 충전되어 폐색이 제대로 되지 않은 상태를 비교적 잘 고려한 결과로 판단된다.

Keywords : Finite difference method, H-pile, t-z model, Ultimate skin resistance f_{max}

1. 서 론

말뚝 기초 설계 시에 축하중이 작용하는 말뚝의 거동은 해석이 아주 어려운 문제이며 많은 해석 방법이 제시되었으나 아직까지 정해에 가까운 설계법이 명확히 제시된 바는 없는 것으로 알려져 있다. 또한, 국내에서

는 근래에 들어 강관말뚝과 PHC말뚝 이외에도 H-형 강말뚝에 대한 실무적용 사례가 증가함에 따라 이에 대한 보다 합리적인 해석방법이 필요하게 되었다.

일반적으로 축하중을 받는 말뚝의 해석법으로 탄성고체법(elastic solid approach method)과 하중전이법(load transfer method)이 있다. 탄성고체법은 Mindlin

1 진영 이엔씨 지반공학부 대리 (Manager, Jin Young ENC, jy2057@chol.com)

2 정희원, 경기대학교 토목환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Kyonggi Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다. 단, 건전한 토의 문화 정착을 위하여 학회에서 내용을 조정할 수 있음을 알려드립니다.

의 적분식을 기초로 일정한 변형계수를 산정하여 이로부터 말뚝의 전반적인 수직거동을 파악하는 방법이며, Coyle과 Reese(1966)에 의해 제안된 하중전이법은 말뚝을 유한개의 요소 또는 절점으로 나누어 반복식에 의해 말뚝의 수직거동을 파악하는 방법이다. 특히 하중전이법에서는 각 요소(절점)에서의 지반을 비선형 스프링으로 모사하고, 이러한 지반의 비선형적인 특성을 나타내기 위하여 제안된 여러 가지 t-z 곡선을 적용할 수가 있다.

한편, 강원산업(1999)에서는 Coyle과 Reese의 하중전이법을 이용하여 수치해석을 실시, 강관 및 H 모형말뚝에 대한 축하중거동시험 실측치와 비교를 통하여 H-형 강말뚝의 폐색력과 함께 그 공용성을 입증하였으며, 최용규 등(1997)은 혼합층에 타입된 강관말뚝(ϕ 508mm)에 대하여 API규준에 따른 t-z 곡선을 적용하여, 그 타당성을 검증하였다.

본 연구에서는 하중전이법을 적용한 유한차분식을 매트릭스(matrix)형태로 구성하여, 여러 t-z 곡선을 적용한 수치해석을 실시하였으며, 여기서 얻은 수치해석 결과와 현장 재하시험의 실측치와 상호 비교, 검토함으로써 축하중을 받는 H-형 강말뚝에 대한 전반적인 수직거동을 분석하고자 하였다.

2. 이론적 배경 및 수치해석

축하중이 작용하는 말뚝의 비선형 해석을 위하여 우선 각 깊이에 대한 t-z 곡선들과 선단에서의 q-z 곡선을 산정하여야 하는데 이러한 t-z 모델 및 q-z 모델은 지금까지 현장 시험을 바탕으로 여러 가지 형태로 제안되었다. 본 논문에서는 t-z 모델로 실제 많이 사용되는 Vijayvergiya의 모델과 Mosher의 모델(Mosher 등 2000)을 선정, 적용하였고, 말뚝 선단은 풍화암에 정착되어 있으므로 Kraft와 Ray의 q-z(Mosher 등 2000) 곡선을 적용하였으며 선단에서의 극한저항(q_{max})은 Goodman(Das 1998)의 제안식을 적용하였다.

2.1 Vijayvergiya의 t-z 모델

Vijayvergiya(1977)는 주면마찰과 말뚝변위사이의 관계에 대하여 사질토와 점성토에 함께 쓰이는 식 (1)을 제안하였는데 주면저항이 최대치를 넘으면서 연화구간이 존재하는 점성토와는 달리 사질토의 경우 주면저항이 최대치에 이르면 그 값이 일정한 선형거동을 한다고 하였다.

$$f/f_{max} = 2\sqrt{\frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \quad (1)$$

여기서, f_{max} = 각 점에서의 최대주면저항
 f = 각 점에서의 주면저항
 w_c = 각 점에서의 말뚝의 최대변위
 w = 각 점에서의 말뚝의 변위

2.2 Mosher의 t-z 모델

Mosher 등(2000)은 Coyle과 Castelli(Poulos and Davis 1980)가 사질토 지반에서 각주 관(prismatic pipe)말뚝에 대하여 재하시험한 결과를 토대로 식 (2)와 같은 쌍곡선 함수를 제안하였다.

$$f = \frac{w}{\frac{1}{k_f} + \frac{w}{f_{max}}} \quad (2)$$

여기서 f_{max} = 각 점에서의 최대주면저항
 f = 각 점에서의 주면저항(tf/m^2)
 w = 각 점에서의 말뚝의 변위(m)
 k_f = 초기접선계수

2.3 유한차분해석

Coyle과 Reese(1966)는 지반의 비선형적인 특성을 나타내기 위하여 전이함수를 이용한 하중전이법을 제안하였다. 이와 같은 전이함수를 유한차분식으로 나타낸 후 반복계산을 실시함으로써 각 절점에서 축방향 변위를 구한 후, 이렇게 계산된 변위를 이용하여 각 절점의 하중을 구하게 된다. 이를 요약하면 다음과 같다. 축하중이 작용하는 말뚝에서 임의의 깊이(z)에서 축방향변위(w)에 대한 기본방정식은 식 (3)과 같다.

$$EA \frac{d^2w}{dz^2} = k_{s(i)}w_i p \quad (3)$$

여기서, EA 는 말뚝의 축강성이고, $k_{s(i)}$ 는 i 번째 요소 t-z 곡선상의 활선계수이고, p 는 말뚝의 주면장, w_i 는 i 번째 요소의 절점 변위를 나타낸다.

그리고 식 (3)은 말뚝을 등간격 절점으로 나누어 표현하면 식 (4)와 같이 표현할 수 있다(김준수 등 1996 ; 최용규 등 1997).

$$EA\left(\frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{h}\right) = k_{s(i)}w_i p \quad (4)$$

하지만 식 (4)의 경우는 경계조건을 적용하기가 매우 어렵다. 따라서 말뚝을 요소 분할한 후(그림 1) 정리하여 다시 나타내면 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} & (C - \frac{1}{2}k_{s(i+1)}ph)w_{i+1} - (2C + \frac{1}{2}k_{s(i)}ph + \frac{1}{2}k_{s(i+1)}ph)w_i \\ & + (C - \frac{1}{2}k_{s(i)}ph)w_{i-1} = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

여기서, $C = \frac{2EA}{h}$

위의 식 (5)에서 말뚝머리에 대한 경계조건을 적용하면 식 (6)과 같이 나타낼 수 있고, 말뚝선단에 대한 경계조건을 적용하면 식 (7)과 같이 표현할 수 있다.

$$-(C - \frac{1}{2}k_{s1}ph)w_0 + (C + \frac{1}{2}k_{s1}ph)w_1 = -2Q_0 \quad (6)$$

여기서, Q_0 = 말뚝머리에 작용하는 하중

$$-(C + 2q_s + \frac{1}{2}k_{s(n)}ph)w_n + (C - \frac{1}{2}k_{s(n)}ph)w_{n-1} = 0 \quad (7)$$

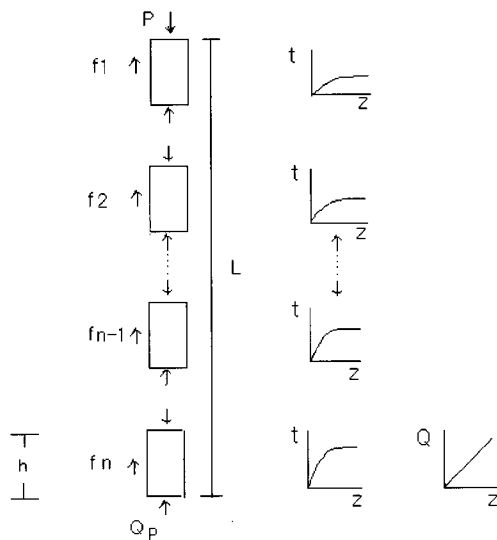


그림 1. 축하중말뚝의 요소분할모델

여기서, q_s 는 q-z 곡선상의 활선계수

즉 기본 방정식은 식 (5), (6), (7)인데, t-z 곡선상의 초기점선($k_{s(i,1)}$)으로부터 식 (5), (6), (7)를 이용하여 초기 변위($w_{(i,1)}$)를 구한 후 이 변위를 적용하여 다시 활선계수($k_{s(i,2)}$)를 구하게 되며, 이 활선계수로부터 $w_{(i,2)}$ 를 계산하게 된다. 이와 같은 반복계산 과정은 $w_{(i,j+1)} - w_{(i,j)}$ 가 허용범위를 만족할 때까지 계속된다. 즉, 이 값이 허용범위를 만족한다면 그때의 $w_{(i,j+1)}$ 값이 임의의 절점에 있어서 최종적인 수직변위이다. 이상의 과정에 대한 전체적인 수치해석 흐름도를 그림 2에 나타내었다. 한편, t-z

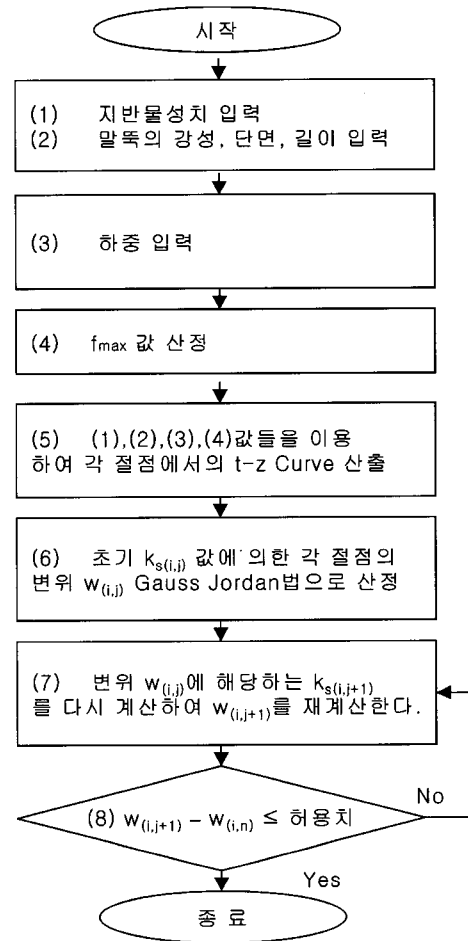


그림 2. t-z 해석 흐름도

표 1. 본 연구에서 적용한 여러 가지 비선형 모델과 f_{max} , q_{max} 값 산정방법

해석방법	비선형 모델	적용된 f_{max} , q_{max} 값	지반물성치
t-z 해석	Vijayvergiya(1977)	Vesic(1970) : $f_{max} = K\sigma' \tan\phi$ Reese and O'Neill(Richard 2000) : $f_{max} = \beta\sigma'$ (tsf)	N치에 의하여 지반물성치 산정
	Mosher(1984)	(여기서, $\beta = 1.35 - 0.135\sqrt{z}$, z : 깊이(ft), $0.25 < \beta < 1.2$) Meyerhof(1976) : $f_{max} = 0.2N$	
q-z 해석	Kraft and Ray(1981)	Goodman(Das,B.M.,1984)	탄성파속도, 일축압축강도 등에 의하여 지반물성치 산정

곡선을 산출하기 위해서는 극한주면저항값(f_{max})과 극한 선단저항값(q_{max})이 필요하다. 본 연구에서 적용한 여러 가지 비선형 모델과 f_{max} , q_{max} 값을 제안한 각 연구자 별로 표 1에 정리하여 나타내었다(홍사면 2002).

3. 수치해석 결과치와 실측치와의 비교

t-z 곡선에 적용되는 물성치는 SPT와 들밀도시험으로부터 산정하였고, q-z 곡선에 적용되는 물성치는 탄성파속도, 일축압축강도 등으로 산정하였다. 이렇게 산정된 물성치를 적용하여 여러 가지 f_{max} 값을 산정하였으며 이러한 f_{max} 값을 다시 여러 t-z 곡선에 대입하여 수치해석을 수행하였다. A사가 수행한 수직 정재하 시험 시 말뚝의 항타로 인해 지표면으로부터 약 4.5m 정도까지 함몰부가 발생하였으나 모래로 채운 상태이며 함몰부 아래는 진동에 의한 다짐으로 인해 폐색이 되어 있다(그림 3 참조). H-형 강말뚝의 경우 아직까지 폐색 조건에 대한 연구결과가 많지 않으므로 부분 폐색조건으로 가정한 후 수치해석을 실시하여 그 타당성을 검증

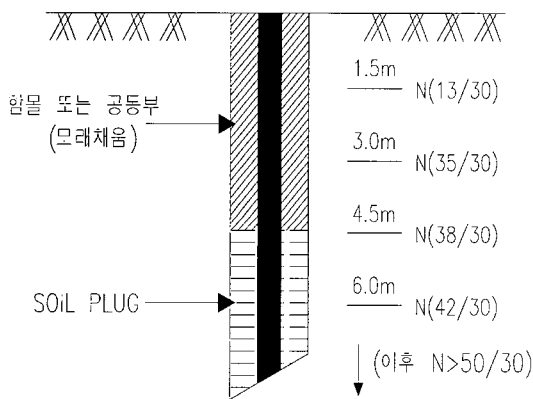


그림 3. 말뚝의 항타로 인한 지반조건의 변화

하였고 이 경우 함몰부 이하는 폐색단면으로 가정하여 계산을 수행하였는데 H-말뚝의 폐색단면 주변장을 등가지름으로 환산하여 원형말뚝으로 가정한 단면을 적용하였다. 본 연구에서 적용한 지반 및 말뚝의 물성치와 말뚝 치수 및 단면을 다음 표 2에 나타내었다.

한편, 본 말뚝의 경우 항타 후 9일이 경과하여 지지력의 발현속도가 현저히 줄어들어 재하시험을 실시하였으며 게이지 보호를 위해 용접된 c형강의 단면적은 무시하고 말뚝 단면적을 산정하였다(그림 4 참조).

3.1 말뚝의 하중-변위 곡선 비교

성토재에 대한 N치로부터 표 1에 나타낸 여러 제안자의 f_{max} 산정방법을 Vijayvergiya와 Mosher의 t-z 모델에 적용하기 위하여 깊이에 따라 f_{max} 값을 구한 결과를 그림 5와 그림 6에 나타내었다. Vijayvergiya는 사질토 지반에서 f_{max} 의 상한값으로 $10tf/m^2$ 을 제안하였는데 따

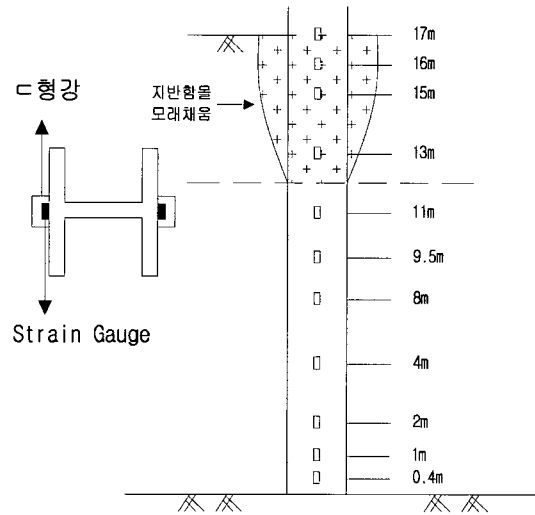


그림 4. 말뚝의 하중전이시험 시 게이지 부착위치와 함몰부 모래채움

표 2. 수치해석에 사용된 지반 및 말뚝의 물성치

지반 물성치					
N값	내부마찰각 $\phi(^{\circ})$	흙의 단위중량 $\gamma(tf/m^3)$	암반의 탄성계수(tf/m^2)	비고	
24	34(0~3m)	1.9	25,000	$\phi = \sqrt{15N} + 15$ (도로교시방서) 탄성계수는 여러 식으로부터 계산된 값을 평균하여 산출하였음.	
40	39.6(3~6m)				
50	42(6~17m)				
H-형 강말뚝 치수 및 단면					
탄성계수 E(tf/m^2)	면적(m^2)		말뚝 폭B(m)	근입길이L(m)	비고
2.1×10^7	0.01348	순단면적 ¹⁾	0.3851	17	폐색 단면적은 등가지름으로 환산
	0.11	폐색단면적			

¹⁾ 지표면으로부터 약 4.5m 깊이까지 느슨한 모래로 충전되었음

라서 Vijayvergiya의 t-z 모델에 적용한 f_{max} 값은 그림 5와 같다. 한편, Mosher의 t-z 모델을 적용할 때는 각 제안자(Vesic, Reese and O'Neill, Meyerhof)가 제안한 f_{max} 값을 적용하였는데 Vesic(1965)은 주면저항(f)이 말뚝 직경의 15~20배까지 선형 증가하다 그 이후는 일정한 값을 가지며, Reese & O'Neill(Richard 등 2000)은 주면저항의 최대값(f_{max})은 $20tf/m^2$, Meyerhof(1951)는 주면저항의 최대값(f_{max})을 $10tf/m^2$ 으로 제안하였다(그림 6). 여기서, Vijayvergiya의 t-z 모델과 Mosher의 t-z 모델을 적용하여 수치해석한 결과 중 말뚝머리에서의 하중-변위 관계를 그림 7과 그림 8에 나타내었다. 말뚝머리에 작용하는 극한하중은 약 310 ton 정도로 측정되었는데, Vijayvergiya 모델에서 Meyerhof는 약 32%, Reese & O'Neill과 Vesic은 약 16% 정도 크게 산정하였다. Mosher 모델을 적용한 경우 Reese & O'Neill은 60%,

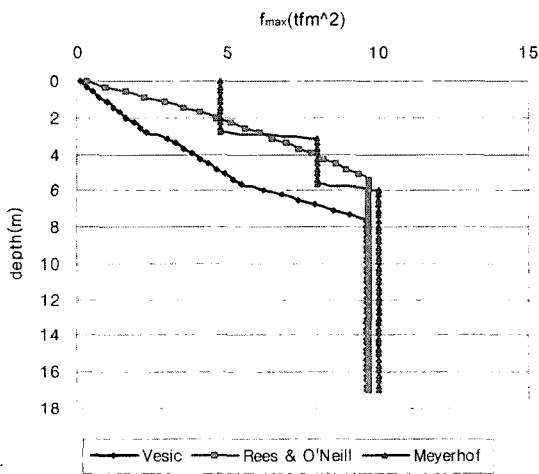


그림 5. 각 제안자에 의해 산출된 f_{max} (Vijayvergiya의 t-z모델에 적용)

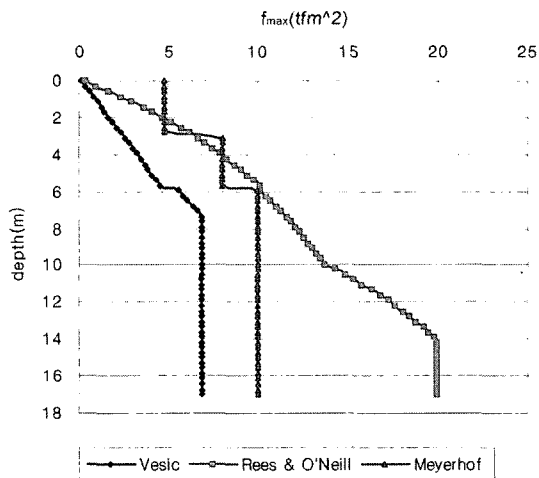


그림 6. 각 제안자에 의해 산출된 f_{max} (Mosher의 t-z모델에 적용)

Meyerhof는 30%, Vesic은 13%의 순으로 측정치 보다 크게 산정하였다. 이러한 결과는 수치해석에 적용한 f_{max} 값이 깊이에 따라 증가하는 분포 양상(그림 6)이 수치해석에 반영된 결과로 보여진다. Vijayvergiya와 Mosher 모델에서 수치해석에 의한 전체적인 말뚝머리 하중-변위 곡선은 실측치와 비슷한 경향을 나타내었다.

3.2 말뚝의 하중전이 거동 비교

여러 제안식을 t-z 곡선에 적용한 수치해석결과를 재하시험 실측치와 비교하여 H-형 강말뚝의 거동을 분석하였는데 그림 9, 10, 11은 Vijayvergiya의 t-z 곡선에 각 제안자의 f_{max} 를 대입하여 수치해석한 하중전이거동을 실측치와 비교한 그림이다. Vesic의 f_{max} 를 적용한 경우(그림 9), 말뚝의 주면저항력은 Reese & O'Neill과 Meyerhof의 f_{max} 를 적용할 때보다 상대적으로 작게 계산되었다. 그 이유는 그림 5에서 보듯이 Vesic의 f_{max} 값이 상대적으로 작고 Reese & O'Neill과 Meyerhof의 f_{max} 값이 크기 때문에 주면저항(f)역시 Vesic의 f_{max} 를 적용한 값이 작으며 Reese & O'Neill과 Meyerhof의 f_{max} 를 적용한 값이 상대적으로 크다. 따라서 Vesic의 f_{max} 값을

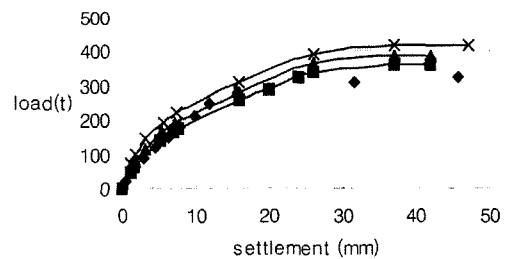


그림 7. 다양한 f_{max} 값에 의한 말뚝머리 하중-변위 곡선(Vijayvergiya의 t-z 모델에 적용)

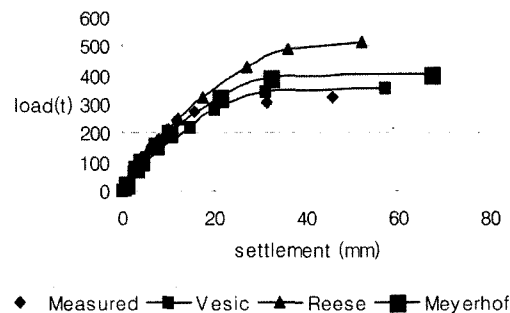


그림 8. 다양한 f_{max} 값에 의한 말뚝머리 하중-변위 곡선(Mosher의 t-z 모델에 적용)

적용한 경우, 하중이 증가할수록 주변보다 선단에서 많은 지지를 하게 되는 것으로 나타난다. 즉 이 경우 말뚝 주변에서 다소 작은 주변저항이 계산되며 따라서 Vesic의 f_{max} 값을 적용하면 다소 보수적인 주변저항 값이 산출된다고 볼 수 있겠다. Reese and O'Neill, Meyerhof의 f_{max} 값을 적용할 경우 실측치와 거의 유사한 결과를 나

타내었다(그림 10, 11). 또한 Reese and O'Neill과 Meyerhof의 경우에 유사한 결과를 나타내고 있는데, 이것은 사질토 지반에서 f_{max} 값을 Reese and O'Neill의 경우 깊이와 다른 유효응력의 크기로, Meyerhof의 경우 N치로 산정하게 되어 본 연구의 경우 전 깊이에 걸쳐 f_{max} 값이 거의 유사하게 분포한 결과로 판단된다.

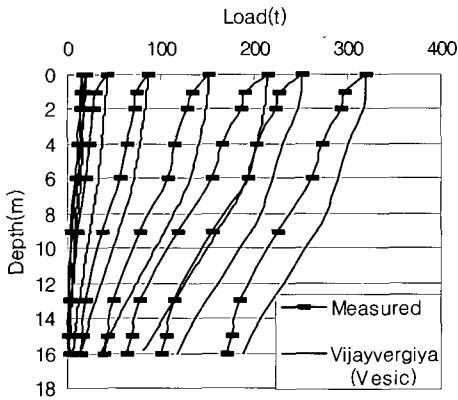


그림 9. Vijayvergiya의 t-z 곡선에 Vesic의 f_{max} 를 적용한 수치해석과 실측치의 비교

그림 12와 그림 13은 Mosher의 t-z 곡선에 Reese and O'Neill과 Meyerhof의 f_{max} 값을 적용하여 수치해석한 결과이다. 그림에서의 결과를 보면 전체적으로 Vijayvergiya의 t-z 곡선을 적용한 결과 보다 각 요소에서 주변저항 하중의 분담율이 작고 선단에서의 지지력이 큰 것을 알 수 있는데 그 이유는 Mosher의 t-z 곡선을 적용하여 산출한 주변저항값이 Vijayvergiya의 t-z 곡선으로 산출한 주변저항 값보다 작기 때문인 것으로 판단된다. 초기 재하 시에는 하중전이에 대한 수치해석 결과가 거의 비슷하지만(그림 12, 그림 13) 하중이 증가할수록 Reese & O'Neill의 f_{max} 를 적용한 수치해석결과의 경우 Meyerhof의 경우보다 주변에서의 저항이 다소 큰데(즉

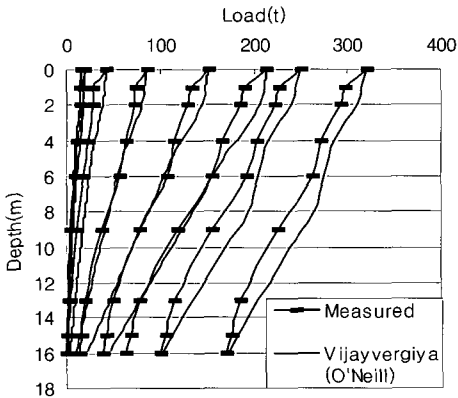


그림 10. Vijayvergiya의 t-z 곡선에 Reese & O'Neill의 f_{max} 를 적용한 수치해석과 실측치의 비교

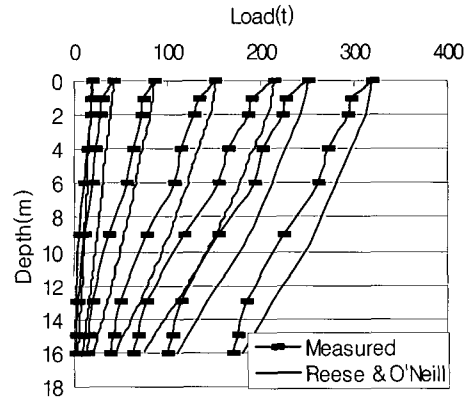


그림 12. Mosher의 t-z 곡선에 Reese & O'Neill의 f_{max} 를 적용한 수치해석과 실측치의 비교

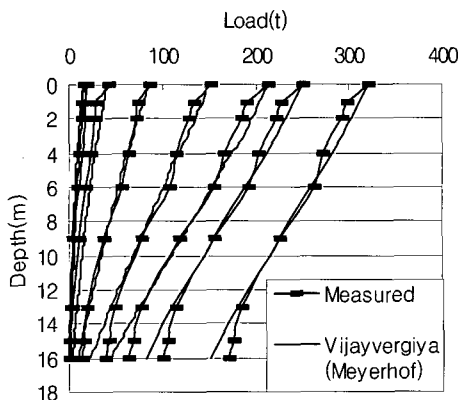


그림 11. Vijayvergiya의 t-z 곡선에 Meyerhof의 f_{max} 를 적용한 수치해석과 실측치의 비교

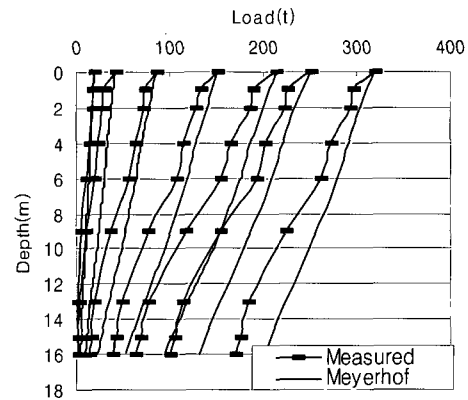


그림 13. Mosher의 t-z 곡선에 Meyerhof의 f_{max} 를 적용한 해석과 실측치의 비교

16m 깊이에서 선단지지력은 각각 80tonf 및 100tonf) 그 이유는 그림 6을 보면 알 수 있듯이 f_{max} 값이 상한치에 이르기 전 즉 연직하중이 상대적으로 크지 않은 초기 재하시 그 크기는 서로 비슷하지만 f_{max} 값이 상한치에 도달하게 되면 그 상한치는 각각 $20tf/m^2$ (Reese and O'Neill)와 $10tf/m^2$ (Meyerhof)로 제한된다. 따라서 하중이 증가할수록 f_{max} 값이 $10tf/m^2$ 로 제한된 Meyerhof의 경우가 Reese and O'Neill의 경우보다 주변에서의 저항이 다소 작고 선단에서의 지지력이 크게 산출되었다고 판단된다.

3.3 깊이에 따른 단위주면저항 분포

그림 14와 그림 15에 수치해석 시 적용한 Vijayvergiya와 Mosher의 t-z 모델에 각 제안자(Vesic, Reese and O'Neill, Meyerhof)의 f_{max} 를 적용하여 계산된 극한지지

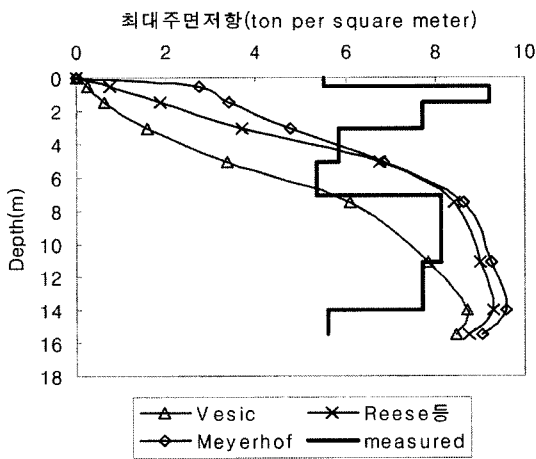


그림 14. Vijayvergiya의 t-z 모델을 적용하여 산출된 단위주면저항

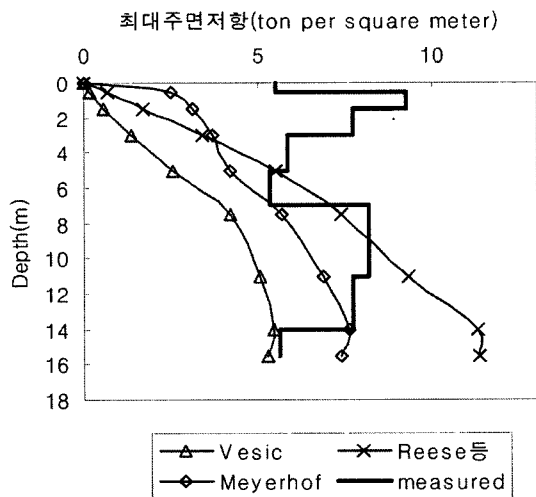


그림 15. Mosher의 t-z 모델을 적용하여 산출된 단위주면저항

력과 실측치에서 하중전이 관계로부터 산정한 단위주면저항을 비교하였다. 전체적으로 단위주면저항은 $10tf/m^2$ 내외인 것으로 나타났는데 앞서 언급하였듯이 Vijayvergiya의 t-z 모델의 경우 f_{max} 값이 $10tf/m^2$ 으로 규정되어 있어서, 주면저항 값이 $10tf/m^2$ 에 이르면 그 값이 일정해지기 때문이다. Mosher의 쌍곡선함수 t-z 모델을 적용한 값 역시 대체로 유사하였다. 그림 14와 그림 15에서 보듯이 Vesic의 f_{max} 값을 각 t-z 모델에 적용하여 산출한 최대주면저항 값은 전체적으로 다소 작은 값을 나타내는 것을 볼 수 있다. 이것은 앞의 그림 5와 6에서 보듯이 t-z 모델에 적용되는 Vesic의 f_{max} 값이 다른 f_{max} 값들보다 작기 때문인 것으로 판단된다.

4. 결론 및 향후 연구과제

사질토 지반에서 축하중을 받는 H-말뚝의 축하중거동(하중전이, 말뚝머리변위)을 파악하기 위하여 t-z 모델을 이용한 수치해석 프로그램을 개발하였으며, 여기서 얻은 수치해석 결과 값들을 현장 계측치와 비교함으로써 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 여러 연구자에 의해 제안된 f_{max} 값을 Vijayvergiya 그리고 Mosher의 t-z 곡선에 적용하였을 때 말뚝머리 변위와 하중전이에 대한 거동은 전체적으로 실측치와 유사한 거동을 보였다.
- (2) Vesic이 제안한 f_{max} 값을 여러 t-z 곡선에 적용하였을 때 다른 연구자의 f_{max} 값을 적용할 때 보다 전체적으로 다소 작은 주면저항이 산정되었다.
- (3) Mosher의 t-z 곡선을 적용하여 수치해석한 결과 전체적으로 Vijayvergiya의 t-z 곡선을 적용한 결과 보다 주변에서의 저항력이 작았으며 선단에서의 지지력이 크게 산출되었다.
- (4) 함몰부의 영향을 고려하기 위하여 부분폐쇄단면을 적용함으로써 비교적 실측치에 근접한 해석치를 얻을 수 있었다.
- (5) 항타말뚝의 경우 항타로 인한 지지력감소와 시간경과에 따른 지지력증가(set-up)효과로 인해 그 지지력이 다시 향상되는데 이러한 말뚝의 지지력발현 경과시간을 정확히 파악할 필요가 있다.

참 고 문 헌

1. 강원산업(주) (1999), *고강도 H말뚝의 지지력 특성 연구*.
2. 김준수, 정상섭 (1996), “부주면 마찰력을 고려한 단독말뚝의 지지력 산정”, *한국지반공학회 가을학술 발표회 논문집*, pp.337-344.
3. 최용규, 오세봉, 권오균, 김동수, 안태경 (1997), “실대형 말뚝재하시험의 축방향 하중전이 해석”, *한국지반공학회 가을학술 발표회 논문집*, pp.365-372.
4. 홍사면 (2002), *사질토 지반에서 축하중을 받는 H-말뚝의 하중전이*, 석사학위논문, 경기대학교.
5. Coyle, H. M, and Reese, L. C. (1966), “Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay”, *Jr. of Soil Mech. and Foundation Eng.*, ASCE, Vol.92, pp.1-26.
6. Das, B.M. (1998), *Principle of Foundation Engineering*, 4th Ed., pp.578-600.
7. Meyerhof, G. G. (1951), “The Ultimate Bearing Capacity of Foundations”, *Geotechnique*, Vol.2, No.4, December, pp.301.
8. Mosher, R. L. and Dawkins, W. P. (2000), *Single Axially Loaded Pile Analysis*, US Army Theoretical Manual for Pile Foundations, Nov.
9. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1966), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley & Sons, pp.71-108.
10. Reese, L.C., O'Neill, M.W. and Smith, E. (1970), “Generalized Analysis of Pile Foundations”, *Jr. of SMFE Div., ASCE*, Vol.96, No.SM1, pp.235-250.
11. Richard W.S. et al. (2000), *An Evaluation of ACIP Pile Design Methodologies for Compression Loading*, ASCE.
12. Vijayvergiya, V.N. (1977), “Load Movement Characteristics of Piles”, *Proceeding of the ASCE Ports'77 Conference*, Vol.2, Long Beach, California, pp.269-284.

(접수일자 2005. 1. 10, 심사완료일 2005. 10. 5)