

모형실험을 이용한 H말뚝의 지지력 특성

오세욱 · 이준대*†

충북대학교 토목공학과 · *세명대학교 토목공학과
(2001. 1. 31. 접수 / 2001. 8. 28. 채택)

Characteristics of Bearing Capacity for H pile by Model Test

Se-Wook Oh · Jun-Dae Lee*†

Department of Civil Engineering, Chungbuk National University · *Department of Civil Engineering, Semyung University
(Received January 31, 2001 / Accepted August 28, 20001)

Abstract : This paper presents results from a series of model tests on vertically loaded single piles to compare the behaviors of H and pipe piles under the same ground condition. The aims of this paper were to compare the bearing capacity of H-pile and pipe piles under in the same ground condition and to estimate the effect of gravity acceleration and relative soil density. Relative density of soil were made to be 40%, 80% and embedded length of pile on sand was increased by 10, 12, 14, 16 times of the diameter of pile, respectively. As a results of test series, allowable load of H-pile is from 6.4% to 18.2% larger than allowable load of pipe pile in relative density 80% and from 9.1% to 39.4% larger than allowable load of pipe pile in relative density 40%. As a results of numerical analysis, we were predicted behaviour of stress-displacement of pile with model tests. In the case of relative density 80% and 40%, bearing capacity of H pile represent from 17.7% to 18.6% larger than allowable load of pipe pile.

Key Words : centrifuge model tests, elastic theory, shearing stress distribution, Mindlin's solution

1. 서 론

말뚝기초는 인류가 가장 오랫동안 사용해온 기초 형식 중의 하나로, 최근 구조물의 대형화와 함께 약 조건의 지반에 구조물을 시공하는 사례가 증가하면서 가장 효과적이고 경제적인 기초로 말뚝의 중요성이 커지고 있다. 말뚝기초는 일반적으로 많이 사용되고 있는 지반보강 공법중의 하나로 지반이 매우 연약하거나 지지층의 깊이가 비교적 깊은 지반에서 유용하게 활용되고 있다.

현재 국내에서는 원형 이외의 말뚝에 대한 인식 부족과 기초자료의 부족 등으로, 주로 강관말뚝이나 PHC말뚝이 보편적으로 사용하고 있다. 강관말뚝은 수평 저항력과 지내력이 큰 것으로 알려져 있으며, PHC말뚝은 경제성이 높고 부식에 대한 안정성이 우수하여 활용성이 보편화되어 있다.

그러나 유럽을 비롯한 동남아, 미국 등지에서는

지반조건에 따라 사각형이나 H형 등 다양한 형태의 말뚝이 사용되고 있으며, 강말뚝의 안전성과 PHC말뚝의 경제성을 동시에 만족할 수 있도록 H형강의 재료를 고강도화하여 수직하중을 받는 지지말뚝으로 활용하고 있다.

특히, H말뚝은 말뚝 타입시 지반변형이 작기 때문에 관입성과 주변지반에의 영향이 타 말뚝에 비해 우수하고, 이음 및 길이조정의 간편성 뿐만 아니라 상부구조와의 연결이 용이한 장점이 있어 조밀한 지반이나 전석층 및 연약지반에서 활용도가 높을 것으로 기대되고 있다.

말뚝기초의 설계에 사용되고 있는 지지력 예측방법은 고전 토질이론에 의한 정역학적 방법과 동적 공식을 이용한 동역학적 방법, SPT, CPT, PMT 등 원위치 시험 및 재하시험에 의한 방법을 사용하고 있으며, 최근 유한요소법이나 경계요소법 등에 의한 해석기법이 연구되고 있다

지지력 예측방법에 대한 신뢰도는 지지력 시험에 의한 방법이 가장 우수한 것으로 나타나고 있으나 재하시험에 의한 방법은 시험시간 및 시험장비 등

†To whom correspondence should be addressed.
jdlee@venus.semyung.ac.kr

이 고가이기 때문에 현장의 많은 말뚝에 적용이 어렵다는 단점이 있다.

수치해석에 의한 방법은 지반조건, 지반과 말뚝과의 접촉면을 모델화하는 기법에 따라 결과가 크게 달라지므로 지반조건 및 경계조건에 대한 정확한 정보가 있어야 하는 단점이 있다. 그러나 이러한 제약조건에도 불구하고 지지력 추정을 위한 정밀도 향상을 위해 많은 연구와 노력이 요구된다.

본 논문에서는 탄성고체법을 이용한 말뚝의 침하거동 예측방법을 제시하고, 원심모형실험을 통하여 동일한 지반조건하에서 H말뚝과 원형말뚝의 하중-침하거동을 해석결과와 비교하여 그 타당성을 검증하고자 한다.

2. 탄성고체법

2.1. 탄성고체법

탄성고체법에 의한 말뚝의 침하거동 해석방법은, 말뚝의 응력-변위 관계를 나타내는 지배방정식, 지반내의 응력과 지반변위 사이의 관계식 및 말뚝변위와 지반변위 사이의 적합조건을 이용한 해석방법이다. 이러한 탄성고체법은 여러 학자들에 의해 제안된 바 있으나, 대부분의 경우 지반응력과 지반변위 사이의 관계식으로서 Mindlin의 해를 이용한다는 점에서 서로 유사하며, 단지 말뚝요소에 작용하는 주변전단응력의 분포를 가정하는 방법에 차이가 있다.

Mattes와 Poulos(1969)는 균질, 등방의 반무한 탄성 지반내에 설치된 말뚝을 n개의 요소로 구분한 후, 말뚝의 지배방정식을 유한차분화 한 식을 이용하여, 각 말뚝 요소의 연직 변위를 말뚝요소에 작용하는 주변응력 및 선단응력의 함수로써 식(1)과 같이 표현하였다. 그림 1에서 D는 말뚝의 직경이고 P_n

과 P_b는 각각 주변응력 및 선단응력이다.

$$\{p\} = \frac{DE_p}{4(\Delta L)^2} [I_p] \{w_p\} + \{Y\} \quad (1)$$

여기서, E_p는 말뚝의 탄성계수이며, ΔL은 말뚝요소의 길이이다. 또한, {p}와 {w_p}는 각각 n+1개의 요소로 이루어진 말뚝의 응력벡터와 말뚝의 변위벡터이며, [I_p]와 {Y}는 각각 식(2) 및 식(3)과 같다.

$$[I_p] = \begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -0.2 & 2 & -5 & 3.2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -\frac{4\Delta L}{3D} & \frac{12\Delta L}{3D} & -\frac{32\Delta L}{3D} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} Q_1/(\pi D \Delta L) \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

한편, 임의의 말뚝요소에 인접한 지반의 변위는 주변 및 선단전이하중, f_j와 q의 함수로 나타내었으며 다음의 식(4)와 같다.

$$w_{si} = \frac{D}{E_s} \sum_{j=1}^n (I_{ij} f_j) + \left(\frac{D_b}{E_s} I_{ib} \right) q \quad (4)$$

여기서, w_{si}는 i 요소에 인접한 지반의 변위이며, I_{ij}와 I_{ib}는 각각 j 요소의 주변전이하중과 선단전이하중에 의해 i 요소에 발생하는 변위영향계수이다. 또한, E_s는 지반의 탄성계수이며, D_b는 말뚝 선단의 직경이다. 식(4)는 다음 식(5)와 같이 행렬 형태로 표현할 수 있다.

$$\{w_s\} = \frac{D}{E_s} [I_s] \{p\} \quad (5)$$

여기서, {w_s}는 지반의 변위벡터이며, {p}는 p_n과 p_b의 요소로 이루어진 말뚝의 응력벡터이다. [I_s]는 변위영향계수의 행렬로서 말뚝단면이 일정(D=D_b)할

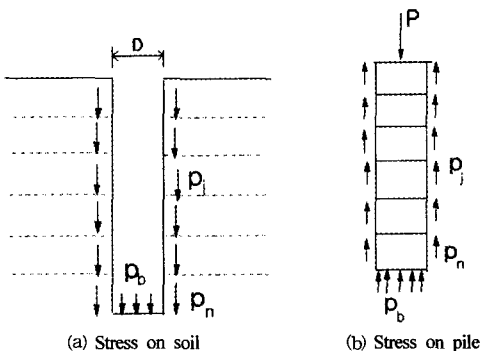


Fig. 1. Stress acting on pile and adjacent soil

경우 식(6)과 같으며, 행렬 $[I_s]$ 의 각 요소 I_{ij} 는 반무한체 내의 점하중에 의해 발생하는 변위량에 대한 Mindlin의 해를 적분하여 구할 수 있다.

$$[I_s] = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & \dots & I_{1n} & I_{1b} \\ I_{21} & I_{22} & \dots & I_{2n} & I_{2b} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ I_{n1} & I_{n2} & \dots & I_{nn} & I_{nb} \\ I_{b1} & I_{b2} & \dots & I_{bn} & I_{bb} \end{bmatrix} \quad (6)$$

여기에, 말뚝과 지반 사이의 적합조건, 즉 임의의 말뚝요소소의 변위량과 인접한 지반의 변위량은 동일하다는 조건을 적용하며,

$$\{w_p\} = \{w_s\} \quad (7)$$

가 되며, 식(1), 식(5) 및 식(7)에 의해 식(8)을 얻을 수 있다.

$$\{p\} = [[I] - \left(\frac{D^2}{4(L)^2}\right) \frac{E_p}{E_s} [I_p] [I_s]]^{-1} \cdot \{Y\} \quad (8)$$

여기서, $[I]$ 는 단위 행렬이다.

식(8)을 이용하면 주어진 두부하중, Q_1 에 의해 말뚝의 각 요소에 발생하는 응력, $\{p\}$ 를 구할 수 있으며, 이를 식(1) 또는 식(5)에 대입하여 말뚝 각 요소의 변위량 $\{w_p\}$ 를 구할 수 있다.

2.2. 말뚝주면의 전단응력

말뚝을 균등하중을 받는 여러 개의 요소로 나누고 말뚝의 각 요소에 대해 말뚝과 인접 흙의 변위 적합식으로부터 말뚝주면의 전단응력을 계산하였다. 말뚝의 변위는 축하중을 받는 말뚝의 압축성을 고려함으로써 얻어질 수 있으며, 흙의 변위는 지반에 가해진 하중으로 인해 지중에 발생하는 변위를 구할 수 있다.

프로그램은 말뚝주면의 수직전단응력분포를 먼저 결정하고 이 결과를 이용하여 임의의 지점에서 전단응력과 변위를 결정하게 된다. 전단응력 분포를 결정하기 위해서는 4가지 영향계수에 대한 Mindlin 방정식을 적분해야 하므로, 심프슨의 법칙을 활용하여 수치적분을 위한 프로그램을 사용하였다. 해석에 사용된 지반과 말뚝의 물리적 특성 및 제원은 표 1과 같다.

Table 1. Parameters of soil and pile for analysis

상대 밀도 (%)	마찰각 (°)	파일 직경 (cm)	포아송 비	파일 두께 (cm)	파일의 탄성계수 (kg/cm ²)	흙의 탄성계수 (kg/cm ²)
80	39	78.5	0.4	19.25	1.65 × 10 ⁶	400
40	31	78.5	0.4	19.25	1.65 × 10 ⁶	200

그림 2와 3은 말뚝주면의 전단응력 분포를 나타낸 것으로, 말뚝과 지반의 강성비가 각각 665, 380이고 지반의 포아송비가 0.4인 경우, 말뚝의 근입비에 따른 말뚝주면 지반에서의 전단응력 분포를 나타낸 것이다. 그림에서 보여 주듯이 말뚝의 근입비가 증가할수록 전단응력의 분포는 일정해지는 것으

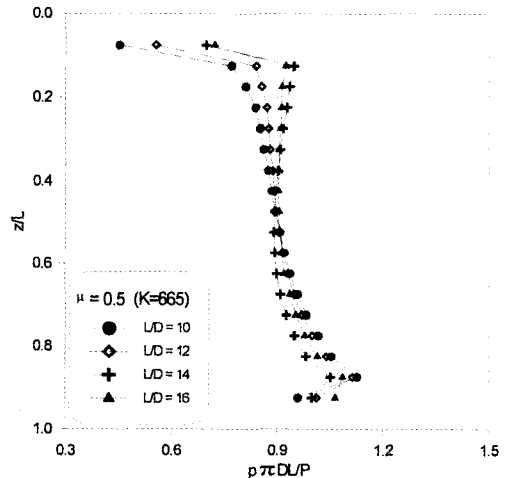


Fig. 2. Shear stress distribution with L/D(K=665)

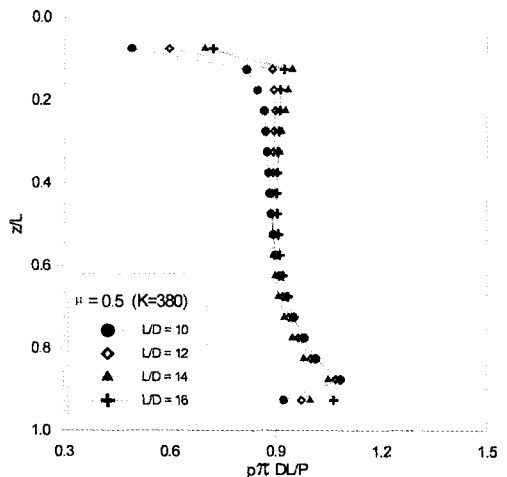


Fig. 3. Shear stress distribution with L/D(K=380)

로 나타났으며, 근입깊이가 말뚝직경의 14배 이상에서 전단응력비의 증가가 없는 것으로 나타났다.

그림 4는 동일한 하중조건하에서 말뚝체를 각각 5개와 20개 그리고 40개의 세그먼트로 분할 한 경우 전단응력 분포의 차이를 보여주고 있다. 말뚝의 세그먼트 분할 수가 5개인 경우 전단응력 분포 및 하중-침하거동은 40개의 세그먼트로 나누었을 때에 비해 약 4%정도 차이가 발생하지만, 20개로 분할한 경우에는 40개의 분할요소로 나누었을 때에 비해 거의 차이가 없는 것으로 나타나, 20개의 세그먼트로 분할하여 전단응력을 계산하여도 충분한 것으로 나타났다.

그림 5는 말뚝의 중심으로부터 수직방향과 수평

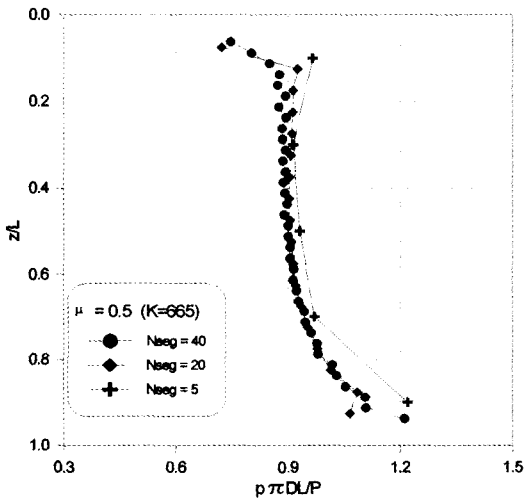


Fig. 4. Stress distribution with segment of pile

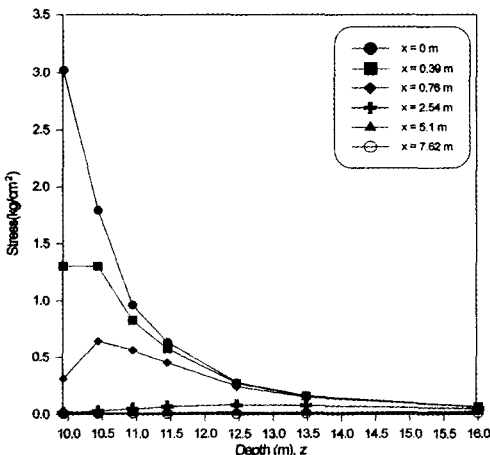


Fig. 5. Stress at various points under pile base

방향으로 임의의 거리만큼 떨어진 지점에서 발생되는 응력을 보여주고 있으며, 말뚝의 선단 중심에서 말뚝의 반경만큼 떨어진 지점에서의 응력이 가장 큰 것으로 나타났다.

말뚝에 작용하는 수직축하중으로 인한 말뚝 주면에서 지반응력의 증가는 말뚝의 중심으로부터 수평으로 말뚝직경의 2.1배까지 증가하다가 그 이상의 거리에서는 영향을 받지 않는 것으로 나타났으며, 그림 5에 나타난 바와 같이 말뚝 선단으로부터 말뚝직경의 약 5.7배에 달했을 때 응력의 증가가 없는 것으로 나타났다. 이는 말뚝이 거동하면서 지반을 조밀화시키는 작용을 하기 때문이며, 지반의 상대밀도가 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다.

3. 원심모형실험

3.1. 실험장치 및 방법

지반조건은 표준사를 강사기(raining device)를 이용하여 상대밀도를 각각 $80\% \pm 1.5\%$ 와 $40\% \pm 1.5\%$ 로 조성였으며, 모델박스는 직경 400mm, 높이 400mm인 원형으로 제작하였고, 모델박스의 상단에는 재하장치 및 계측기를 설치할 수 있도록 하였다. 시료와 말뚝의 물리적 특성은 각각 표 2, 표 3과 같으며, 실험에 사용된 원심모형실험장치의 개요도는 그림 6과 같다.

모형실험에서 모형지반과 현장지반의 차이를 최소화하기 위해서 타입에 의한 폐단말뚝의 경우에는 말뚝직경(b)에 대한 토조의 직경(D)비($R_d=Db$)를 고려해야 하는데 Parkin과 Lunne(1982)에 의하면 느슨한 모래의 경우 R_d 는 30 이상, 조밀한 모래의 경우 50 이상에서 경계효과를 무시할 수 있는 것으로 규정하고 있다.

Table 2. Properties of soil

G_s	γ_{dmax} (g/cm^3)	γ_{dmin} (g/cm^3)	e_{max}	e_{min}	C_u	C_c	D_{10} (mm)
2.6	1.685	1.384	0.879	0.543	1.20	1.09	0.30

Table 3. Properties of model pile

파일종류	파일면적 (cm^2)	파일두께 (cm)	직경(cm)		탄성계수 (kg/cm^2)
			플랜지	웨이브	
H 말뚝	1.43	0.240	2.0	2.0	1.65×10^6
원형말뚝	1.43	0.385	1.57		1.65×10^6

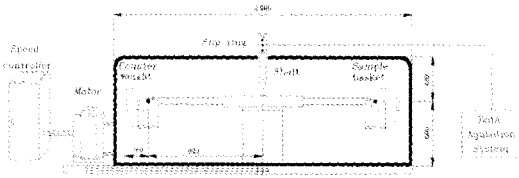


Fig. 6. A schematic diagram of centrifuge apparatus

실험에 사용된 모형말뚝의 외경은 15.7mm, 모형 토조의 직경은 400mm로 R_d 가 25.48로 경계효과를 무시할 수 있는 직경비보다는 작으나, 타입시 교란의 정도가 작은 개단말뚝이라는 점과 말뚝관입시 발생하는 소성영역의 크기가 토조직경보다 작다는 점을 고려하면 말뚝의 지지력에 대한 경계효과는 무시할 수 있을 것으로 판단된다(Baligh, 1985).

또한 지반의 평균입경은 0.3mm이고, 모형 말뚝의 직경(b)은 15.7mm로써 평균입경비(b/D50)는 52.3으로 모래의 입경이 말뚝거동에 미치는 효과를 최소화하였다. Robinsky와 Morrison(1964)는 모래지반에서 말뚝타입으로 지지력에 영향을 미치는 범위를 말뚝선단으로부터 말뚝직경의 2.5~4.5배로 제안하였으며, 본 실험에서는 수직하중 재하시 침하량을 고려하여 모델박스 저면과 말뚝선단의 간격을 말뚝 직경의 6배 이상 유지하도록 하였다.

말뚝은 2Kg의 추를 15cm 높이에서 자유낙하 하여 타입에 의한 방법으로 설치하였으며, 타입시 말뚝이 수직을 유지하도록 모델박스의 상부중심에서 원형의 파이프를 지표면까지 설치하였다. 재하시험은 일정변형을 제어방식으로 관입속도는 1분간에 약 1.2mm가 되도록 하였다.

3.2. H말뚝과 원형말뚝의 허용하중

지금까지 말뚝기초의 항복하중이나 극한하중을 결정하기 위한 많은 방법이 제시되고 있으나 아직까지 이를 결정하는 명확한 기준은 없다. 일본 토질 공학회의 기준에 따르면 항복하중은 log P-log S곡선, S-log t방법 등의 방법을 종합하여 결정하며, 하중-침하량 곡선이 침하량의 축에 거의 평행으로 간주되는 하중을 극한 하중으로 정의하고 있다. Chin의 방법과 Davisson(1969)의 판정방법은 많은 사람들에 의하여 일반적으로 사용되고 있으나, 대구경 말뚝과 같이 지지력과 침하량이 큰 경우에는 항복 하중을 결정하는데 부적합한 것으로 나타났다.

따라서 본 실험에서는 Fuller & Hoy 등이 제안한 P-S곡선에 의한 방법과 log P-log S방법에 의해 항복

하중을 결정하였으며, 극한하중은 모래지반중의 타입말뚝에 대해서는 말뚝두부의 침하량이 말뚝직경의 10% 혹은 말뚝선단 침하량이 8%에 대응하는 하중을 극한 지지력으로 결정하는 방법(Vesic, 1963)을 고려하여 허용하중을 결정하였다.

그림 7은 근입비가 10인 경우 H말뚝과 원형말뚝의 하중-침하 거동을 나타낸 것으로, 조밀한 지반($D_r=80\%$)에서 H말뚝과 원형말뚝이 거의 비슷한 것으로 나타났지만, 느슨한 지반($D_r=40\%$)에서는 H말뚝이 원형말뚝에 비해 40.4%정도 큰 것으로 나타났다. 또한 상대밀도가 40%에서 80%로 증가했을 때 지지력 증가율은 원형말뚝의 경우 71.4%로 상당히 크게 나타났고, H말뚝은 약 34%로 H말뚝이 원형말뚝에 비해 지반의 상대밀도가 지지력에 미치는 영향을 적게 받는 것으로 나타났다.

그림 8은 말뚝의 근입비를 10에서 12로 증가시킨 경우 하중-침하 거동을 나타낸 것으로 조밀한 지반($D_r=80\%$)에서는 H말뚝의 지지력이 원형말뚝에 비해 12.4%정도 큰 것으로 나타났고, 느슨한 지반($D_r=40\%$)에서는 21%정도 큰 것으로 나타났다. 또한 상대밀도 80%인 지반에서 말뚝의 근입비를 10에서 12로 증가시킨 경우 H말뚝의 지지력 증가율은 원형말뚝에 비해 약 6%정도 큰 것으로 나타났으며, 상대밀도가 40%인 경우에는 거의 유사한 것으로 나타났다.

상대밀도에 따른 지지력의 증가율은 원형말뚝의 경우 62.8%, H말뚝의 경우 50.9%로 H말뚝의 지지력이 원형말뚝에 비해 상대밀도에 영향을 적게 받는 것으로 나타났지만 근입비(L/D)가 10인 경우에 비

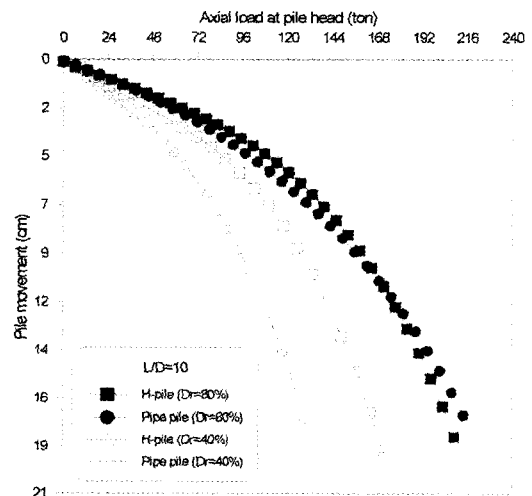


Fig. 7. Load-settlement behavior of H and pipe pile(L/D=10)

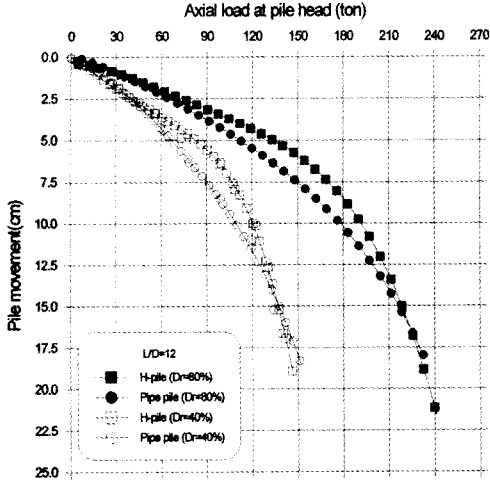


Fig. 8. Load-settlement behavior of H and pipe pile(L/D=12)

해 그 차이가 감소하고 있음을 알 수 있다.

그림 9와 그림 10은 말뚝의 근입비가 14와 16인 경우 하중-침하 관계를 나타낸 것으로 조밀한 지반(Dr=80%)에서는 H말뚝의 지지력이 원형말뚝에 비해 13.2%정도 큰 것으로 나타났고, 느슨한 지반(Dr=40%)에서는 22.1%정도 큰 것으로 나타나 근입비(L/D)가 12인 경우와 유사한 경향을 보이고 있다. 상대밀도의 증가에 따른 지지력의 증가율은 원형말뚝의 경우 60%, H말뚝의 경우 48.3%로 나타났으며, 말뚝의 근입비가 12 이상에서는 더이상 지지력의 증가가 없는 것으로 나타났다.

그림 11과 그림 12는 말뚝의 근입비가 12인 경우 해석결과에 의한 하중-침하 거동을 나타낸 것으로,

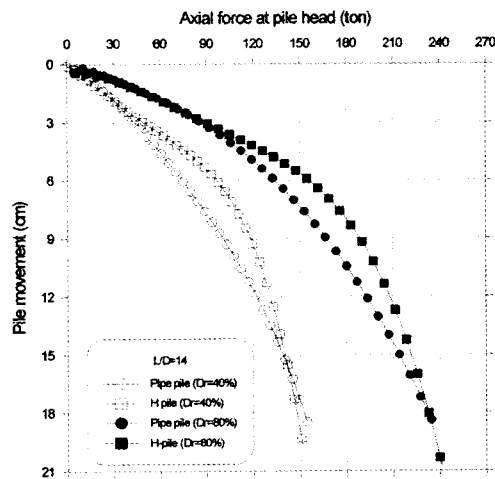


Fig. 9. Load-settlement behavior of H and pipe pile(L/D=14)

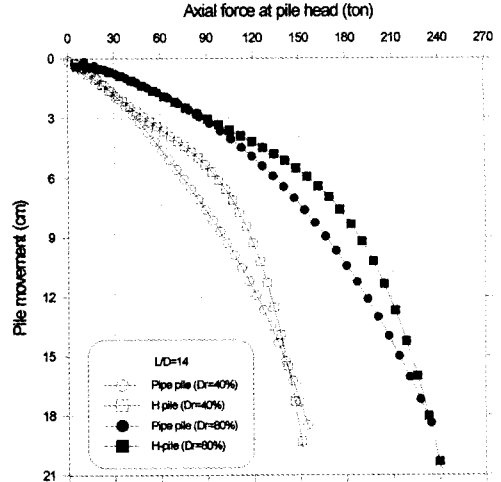


Fig. 10. Load-settlement behavior of H and pipe pile(L/D=16)

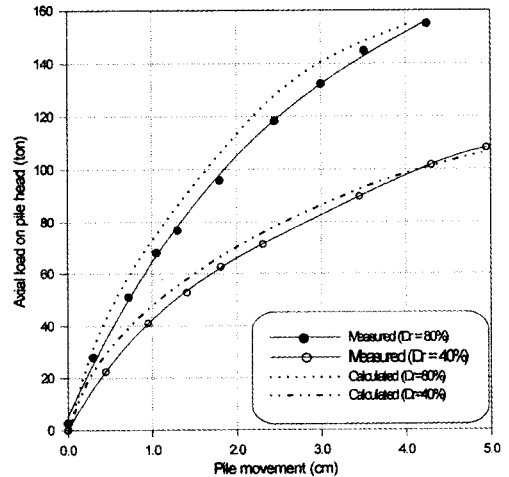


Fig. 11. Comparison of load-settlement behavior to measured and numerical analysis(pipe pile)

하중 초기단계에서는 실험결과에 근접하고 있으나 하중단계가 증가함에 따라 실험에 의한 값보다 지지력이 큰 것으로 나타났다. 또한 상대밀도가 40%인 지반의 경우 초기 하중-침하 거동은 실험된 거동을 매우 유사하게 예측할 수 있었으며, 이때의 항복 하중도 실험값과 $\pm 3.8\%$ 이내의 값을 얻을 수 있다.

4. 결론

모래로 조성된 지반에서 수직력을 받는 H말뚝과 원형말뚝에 대한 원심모형실험과 수치해석을 수행하여 지지력 특성을 비교 분석한 결과 다음과 같은

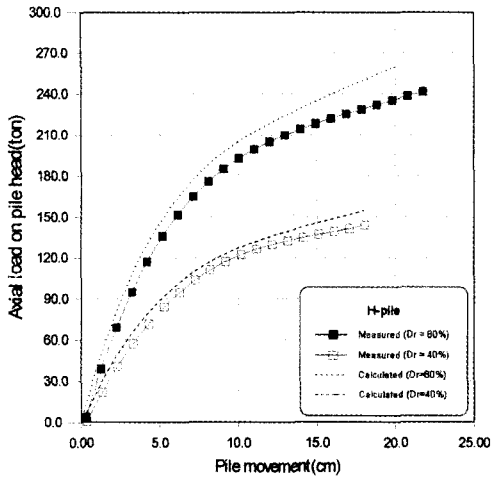


Fig. 12. Comparison of load-settlement behavior to measured and numerical analysis(H pile)

결론을 얻었다.

1) 탄성고체법을 이용하여 계산된 말뚝의 하중-침하곡선과 원심모형실험 결과를 비교한 결과 말뚝 선단에서의 전단응력은 실험값에 비해 약 8%~10% 정도 큰 것으로 나타났으며, 침하량은 유사하게 계산되었다. 또한 말뚝의 중심으로부터 수평방향으로 말뚝직경의 3.2배 이상에서는 응력의 증가가 없으며, 말뚝 선단으로부터 말뚝직경의 약 5.7배에 달했을 때 말뚝의 수직하중으로 인한 응력의 증가가 없는 것으로 나타났다. 따라서 탄성고체법을 이용한 말뚝의 해석방법은 여러 가지 지지력 예측방법과 병행하여 사용한다면 말뚝의 하중-침하거동을 예측하는데 유용할 것으로 판단된다.

2) 조밀한 모래지반(Dr=80%)에서 말뚝의 근입비를 각각 말뚝직경의 10,12,14,16으로 증가시켜 말뚝의 수직재하실험을 수행한 결과, 말뚝의 근입비가 10인 경우에는 H말뚝과 원형말뚝의 허용하중은 유사한 것으로 나타났고, 근입비 12 이상에서는 H말뚝의 허용 지지력이 원형말뚝에 비해 약 10%정도 큰 것으로 나타났다.

3) 느슨한 모래지반(Dr=40%)에서 H말뚝의 허용하중이 원형말뚝에 비해 21%에서 40.4%정도 큰 것으로 나타나 조밀한 지반보다는 느슨한 지반에서, 그리고 말뚝의 근입비가 증가할수록 H말뚝의 지지력 효율이 우세한 것으로 나타났다.

참고문헌

- 1) 신방용, 허열, 오세욱, "원심모형실험에 의한 H말뚝과 원형말뚝의 지지력특성", 대한토목학회 논문집, Vol. 19, No. III-3, pp. 851~862, 1999.
- 2) 천병식, 조천환, "항타 H말뚝의 연직지지력 특성", 대한토목학회논문집, Vol. 18, No. III-3, pp. 403~413, 1998.
- 3) 조성한, "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구", 연세대학교, 박사학위논문, pp. 19~22, 1997.
- 4) Coduto D. P., "Foundation design : Principle and practices", Prentice-Hall, Inc., pp. 358~360, 1994.
- 5) Chin, F. K., "Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure", Proceedings of the 2nd southeast asian conf. on soil engineering, singapore, pp. 81~90, 1970.
- 6) De Beer E., "H Steel Piles in Dense Sand", Proceedings of 10th Int. Conf. on S. M. F. E., Stockholm, pp. 693~698, 1981.
- 7) Hunter, A. H. & Davisson, M. T., "Measurement of pile load transfer", Performance of Deep Foundations, ASTM, STP 444, pp. 874~878, 1969.
- 8) Mattes, N. S. and Poulos, H. G., "Settlement of Single Compressible Pile", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 189~207, 1969.
- 9) Mindlin, R. D., "Force at a point in the interior of a semi infinite solid", Physics., Vol. 7, pp. 195~202, 1936.
- 10) Parkin A. K. & Lunne T., "Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand", NGI publication No. 138, pp. 307~312, 1982.
- 11) Poulos, H. G. and Davis, E. H., "Pile foundation analysis and design", John Willy & Sons, pp. 71~108, pp. 173~193, 1980.
- 12) Robinsky, E. I. and Morrison, C. F., "Sand displacement and compaction around model friction pile", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 2, pp. 81~93, 1964.
- 13) Tomlinson M. J., "Pile Design and Construction Practice", 4th ed. E & FN SPON. pp. 33~35, 1994, pp. 99~122.
- 14) Vesic, "Bearing capacity of deep foundation in sand", Highway Research Record, Vol. 39, pp. 112~153, 1963.