

해상 현장타설 말뚝의 p-y 곡선 산정을 통한 횡방향 상대 강성 분석

Effects of Lateral Pile Rigidity of Offshore Drilled Shafts by Developing p-y Curves in Marine Clay

김 영 호¹ Kim, Young-Ho

정 상 섭² Jeong, Sang-Seom

김 정 환³ Kim, Jeong-Hwan

이 양 구⁴ Lee, Yang-Gu

Abstract

In this study, pile load tests have been carried out to develop new P-y curves and then, to investigate the effects of pile rigidities on laterally loaded offshore drilled shafts in Incheon marine clay. This paper consists mainly of two parts: the first part, performance of a series of lateral load tests on small- and full-scale piles under one- and two-way loadings and the second part, comparison between the measured and predicted results by using O'Neill's and Matlock's clay models. Based on the results obtained, it is shown that relatively good agreements in bending moments and lateral displacements were obtained between the measured results using calculated P-y curves and predicted ones by O'Neill's and Matlock's clay models. The cases were considered with varying rigidity factors based on pile diameter, length and subgrade soil reaction. Through comparisons, it is found that soil P-y curve influences highly the behavior of flexible pile rather than that of rigid pile.

요 지

본 연구에서는 인천해성점토 지반에 근입된 대구경 현장타설 말뚝의 횡방향 상대 강성에 따른 거동특성을 분석하기 위하여, 인천대교 현장의 축소모형 시험과 실물 재하 시험을 일방향 및 양방향 반복재하 형태의 하중으로 수행하였다. 이를 토대로 국내 해성토의 p-y 곡선을 산정하였으며, 현장과 같은 조건으로 수치해석을 수행하여 기존 O'Neill clay 모델(1984)의 p-y 곡선과 Matlock soft clay 모델(1970)의 p-y 곡선을 비교 분석하였다. 본 검토결과 해성점토 지반에 근입된 현장타설말뚝의 거동은 서로 다른 특성을 가진 비선형 지반모델(O'Neill clay 모델, Matlock soft clay 모델, 재하시험을 통한 p-y 곡선)을 사용하여 해석하였음에도 불구하고 유사한 휨모멘트와 수평변위를 나타냈다. 이러한 원인을 규명하기 위하여, 말뚝과 지반의 상대강성에 초점을 맞추어 말뚝의 강성에 영향을 주는 주요 영향요소인 말뚝의 직경과 길이 그리고 강성 등을 변화시키면서 다양한 해석을 수행하였다. 해석결과 지반과 말뚝의 강성차이가 큰 강성말뚝의 경우 비선형 지반 모델이 말뚝 거동에 미치는 영향이 작게 나타났으나, 지반과 말뚝의 강성차이가 작은 연성 말뚝의 경우에는 비선형 지반모델의 차이에 따른 거동의 변화가 뚜렷하게 나타남을 확인할 수 있었다.

Keywords : Flexible pile, Incheon marine clay, Matlock's clay model, Offshore drilled shaft, O'Neill's clay model, P-y curve, Rigid pile

1 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., akuma81@yonsei.ac.kr, 교신저자)

2 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

3 정회원, 삼성물산 토목사업본부 차장 (Member, Deputy General Manager, Civil & Environment Div., Samsung E&C)

4 정회원, 삼성물산 토목사업본부 과장 (Member, Section Manager, Civil&Environment Div., Samsung E&C)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

수평하중을 받는 단독말뚝의 해석 방법으로는 탄성 지반상 보이론(*beam theory*, 1971)에 기초한 지반반력 법, 탄성해 방법 등이 있으나 이러한 방법들은 모두 지반을 탄성체로 가정하고 있다. 이에 반하여 *p-y* 곡선법은 지반의 비선형거동을 고려할 수 있으므로 상대적으로 연약지반 상에 시공되고 큰 수평하중을 받는 탄소성 말뚝기초의 해석기법으로 적절하다고 할 수 있다.

최근 인천대교 사장교 및 접속교 하부기초를 *p-y* 해석법으로 설계하면서 *p-y* 해석법에 대한 개념 정립과 아울러 명확히 해결하여야 할 여러 문제점들이 도출되었다. 대표적으로 기 제안된 *p-y* 곡선 중 국내 지반에 적절한 *p-y* 곡선 선정, 초기 수평방향 변위를 결정짓는 *p-y* 곡선의 초기 기울기 또는 지반반력계수 선정방법, 그리고 *cyclic* 하중 작용 시 지반저항력의 변화량 선정 등이 그것이다.

현재 사용되는 *p-y* 곡선들은 미국 등지에서 수행된 현장재하시험을 통해 제안된 것으로 토질이 다른 국내 지반에 적용 시 현장재하시험을 통해 그 신뢰성을 확인하는 과정이 반드시 필요하며 특히 초기 기울기 선정에 관한 기준 정립이 요구된다. 기존에 제안된 *p-y* 곡선의 지반에 적용 가능한 종류와 지반조건에 관한 사항을 표 1에 정리하였다.

국내의 경우 연직재하시험에 대한 연구는 많이 수행되었으나 상대적으로 수평재하시험에 관한 연구(김병탁, 1996; 정상섭, 2005)는 적게 수행되었으며 대부분 말뚝 두부에서의 수평하중-변위 관계 도출에 머무르고 있으며, 앞

서 기술한 *p-y* 곡선을 선정할 수 있는 정도의 정밀한 수평재하시험은 전무한 실정이다. 또한 대부분의 수평재하시험이 정적 재하에 한정되어 있다. 그러나 말뚝에 작용하는 대부분의 수평방향 하중 특성이 풍하중, 온도하중, 지진하중 등과 같이 형태의 하중이므로 정적 재하 시험과 병행하여 *cyclic* 수평하중 재하시험을 수행하는 것이 중요하다. 따라서 국내지반에 설치된 말뚝을 대상으로 *cyclic* 수평재하시험을 수행하여 *p-y* 곡선을 선정하여 기 제안된 *p-y* 곡선과 비교, 분석을 수행하였고, 이를 토대로 비선형 지반모델이 말뚝과 지반의 강성차이에 미치는 영향을 검토하였다.

2. 시험말뚝의 수평재하시험

2.1 시험말뚝 과 지반조건

인천대교 현장 수평재하시험은 ASTM D 3966의 반력말뚝 시험방법에 따라 반복재하시험(*Cyclic Loading*)을 하중크기와 시험조건을 고려하여 수정 적용하였다. 재하시험은 4분을 시행하였는데, 일방향 반복 하중을 받는 축소모형말뚝 LTP-1, LTP-2(D=1.016m, L=26.6m) 2분, 일방향 반복 하중을 받는 실물 말뚝 LTP-4(D=2.4m, L=44.6m) 1분, 양방향 반복 하중을 받는 축소모형말뚝 LTP-3(D=1.016m, L=26.6m) 1분을 수행하였다. 실물 말뚝은 강관말뚝인 축소모형과는 달리 현장타설 말뚝으로 실제 시공 중인 교량의 하부기초부분을 시험하였다. 재하시험에 사용된 말뚝의 재원은 표 2에 요약하였다.

표 1. 기존 제안된 *p-y* 곡선

지반종류와 상태	제안식	비고
지하수위 하부 연약 점토층	Matlock (1970)	-
지하수위 하부 굳은 점토층	Reese, et al. (1975)	-
지하수위 상부 굳은 점토층	Welch and Reese (1975)	-
점성토층	O'Neill (1984)	깊이영향 고려하지 않음
점성토, 사질토층	Beam theory(1971)	휨모멘트 5차미분
사질토층	Reese, et al. (1974)	-
사질토층	O'Neill (1984)	Reese의 사질토 모델 수정
<i>c-φ</i> 토체	Evans and Duncan (1982)	<i>c-φ</i> 를 모두같은 지반조건
암반	Reese (1997)	-

표 2. 재하시험에 사용된 말뚝 재원

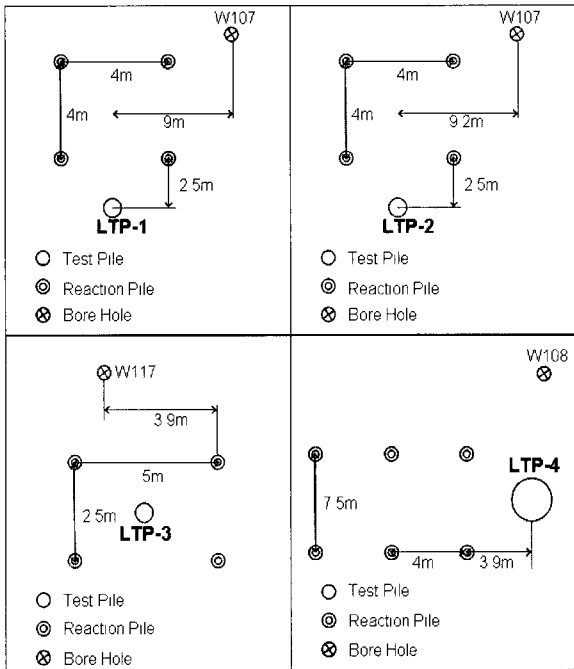
구분	말뚝종류	말뚝길이(m)	말뚝직경(m)	탄성계수(kPa)	항복강도(kPa)
LTP-1	강관말뚝	26.6	1.02	2×10^8	2.4×10^5
LTP-2	강관말뚝	26.6	1.02	2×10^8	2.4×10^5
LTP-3	강관말뚝	26.6	1.02	2×10^8	2.4×10^5
LTP-4	실물현타	44.6	2.40	2.6×10^7	-

시험방법은 가력방향을 정한 후 1방향과 2방향으로 재하(loading)와 제하(unloading)를 반복하는 반복재하 방법으로 시험하였다. 표 3에 요약한 바와 같이, 사용하중은 축소시험말뚝의 경우, 수치해석을 통한 사전검토 결과, 말뚝 두부변위와 말뚝의 허용 휨하중을 고려하여 재하하중을 500kN으로 계획하였고, 실제 시험 시에는

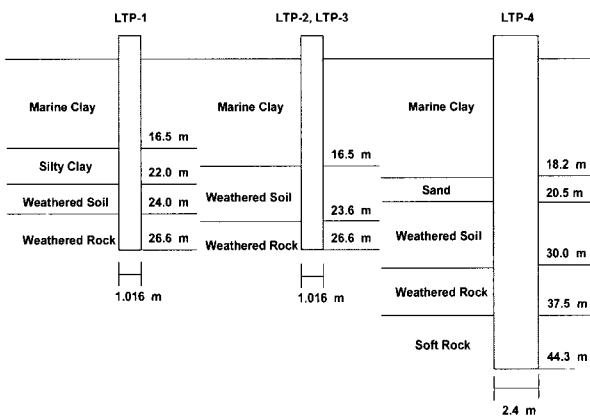
시험말뚝 조건을 고려하여 조석 간 수위제한으로 하중 재하시간 등을 확보할 수 있는 한도 내에서 재하 하중을 조정하여 시험하였다. 실물말뚝에 대한 수평재하시험의 경우, 시험하중은 사용말뚝의 손상(균열)을 사전에 방지하기 위한 균열모멘트 범위를 산정하여 수평 재하하중 크기(약 850kN)를 결정하였으며, 시험 시 실시간으로 측정되는 변형률 값과 비교함으로써 균열여부를 판단하여 1000kN 까지 시험을 수행하였다.

시험말뚝의 배치는 그림 1(a)와 같이, 강관말뚝의 경우, 1방향 표준재하방법에 필요한 시험말뚝은 별도로 시공하고 가교본선 구간에 시공되는 이격거리 4.0m의 가교 본 말뚝 4분을 보강하여 반력말뚝으로 이용하였다. Cyclic 재하시험의 경우는 가교본선 구간과 5m 이격하여 시험말뚝 1본과 반력말뚝 4분을 별도로 시공하였다. 대구경 실물 현장타설말뚝의 경우에는 가교측 말뚝 4분 외에 추가로 4분의 말뚝을 별도 시공하여 총8분을 반력말뚝으로 배치하였다.

수평재하시험 지반은 그림 1(b)에 나타난 바와 같이, 말뚝의 수평거동 및 해석에 큰 영향을 미치는 상부 해성 점토층 발달구간, 상부 연약층을 포함하며, 조수간만의 차이를 고려하여 선정하였다. 축소모형말뚝의 경우, 해

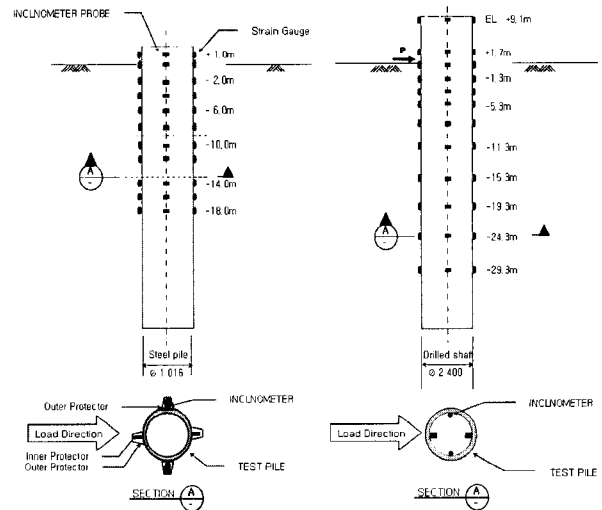


(a) 재하시험 위치



(b) 지반조건

그림 1. 재하시험 위치와 지반조건



(a) LTP1-LTP3(축소모형말뚝) (b) LTP-4(실물 현장타설말뚝)

그림 2. 계측장비 배치도

표 3. 시험말뚝별 설계하중 및 최대재하하중

구분	시험위치	말뚝 종류	시험방법	설계하중	최대 재하하중
LTP-1	W107	강관말뚝	1방향 반복재하	500kN	900kN
LTP-2	W117	강관말뚝	1방향 반복재하	500kN	700kN
LTP-3	W117	강관말뚝	2방향 반복재하	500kN	800kN
LTP-4	W108-1	실물현타	1방향 반복재하	850kN	1000kN

성점토층이 우세한 위치로 선정하였고, 실물 현장 타설 말뚝의 경우, 상부 해성 퇴적층이 비교적 두껍게 발달하고 있으며, 지표면으로부터 하부로 약 18m까지 점토, 점토질 실트 등의 점성토가 우세하게 나타나고, 점성토층 하부에는 모래, 실트질 모래 등의 사질토 층이 소량 존재한다.

그림 2에 나타난 것과 같이, 수평재하시험에 사용된 시험장비 및 계측 장비는 소요하중 용량, 예상 변위량, 변위 연속성 및 가력조건을 만족할 수 있도록 구성하였다. 가력위치에는 수평변위 측정 장치로 선형변위계(LVDT)를 설치하였으며, 말뚝중축을 따라 진동현식 변형률계를 가력방향기준 0° 방향과 180° 방향에 각각 10~11개를 설치하였다. 또한 동일 심도에 가력방향기준 90° 방향과 270° 방향에 자동경사계를 설치하여 심도별 변위를 측정하였다.

2.2 재하시험 결과 및 분석

계측시 말뚝의 두부는 하중이 가해지는 Load cell의 위치로 지정하였다. LPT-1과 LTP-3의 경우는 지표면 상부 1m, LTP-2는 지표면 상부 0.5m, 그리고 실물 현장 타설말뚝인 LTP-4의 경우는 지표면 상부 0.37m로 지정하여 재하시험 결과를 분석하였다. 말뚝의 휨모멘트는 가력방향과 가력반대방향의 변형률의 평균값을 사용하여 휨응력을 구한 뒤, 식 (1)을 통하여 산정하였다.

$$M = \frac{\sigma \cdot I}{y} \quad (1)$$

여기서, M 은 휨모멘트, σ 는 평균 변형률 값으로부터 구한 휨응력, I 는 단면 2차 모멘트, y 는 말뚝의 반경이다. 그림 3 및 그림 4에서 나타난 것과 같이 강관말뚝 3본(LTP-1~LTP-3)중 지반조건이 같은 LTP-2와 LTP-3

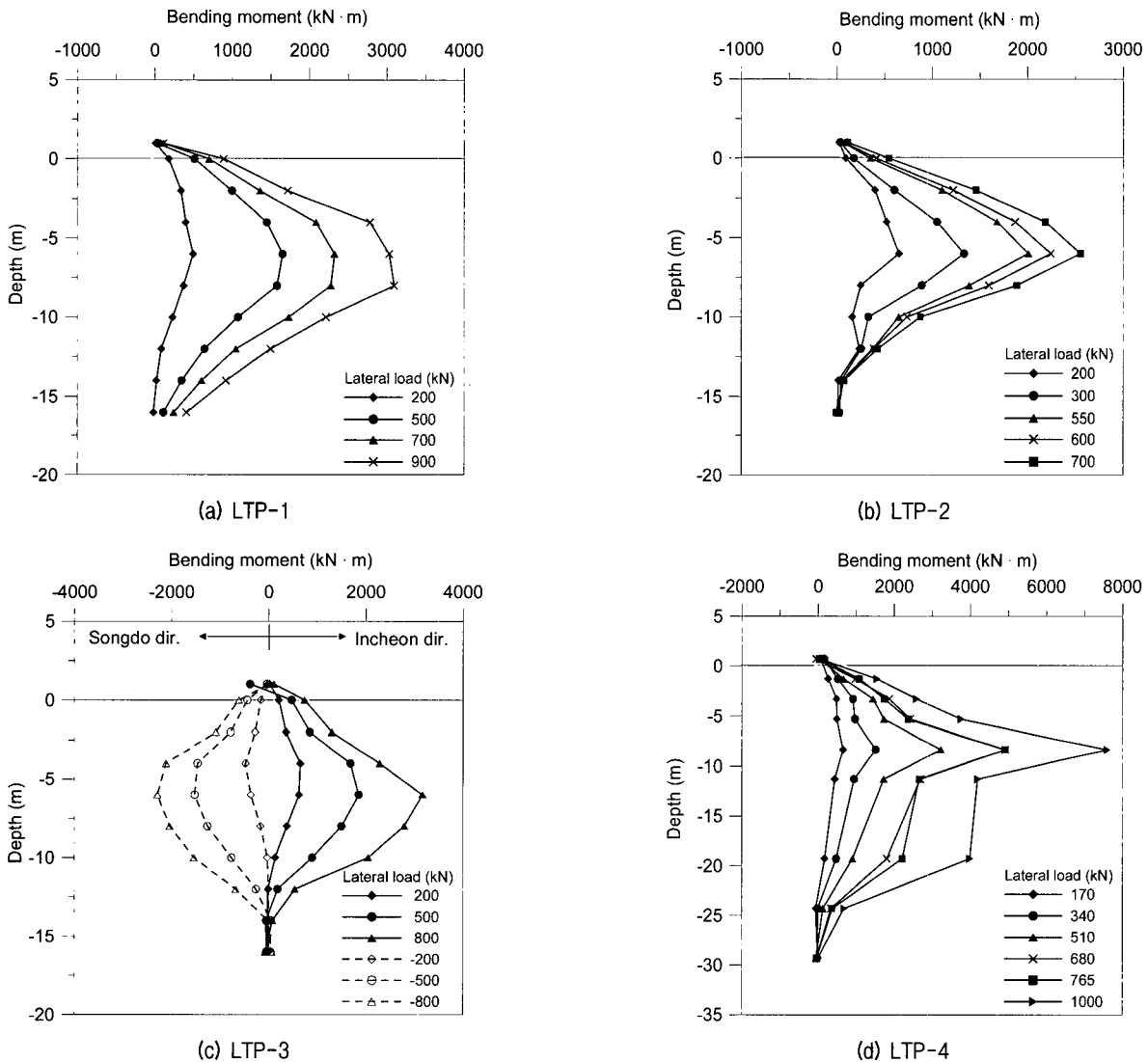


그림 3. 변형률계로부터 구한 모멘트(LTP-1~LTP-4)

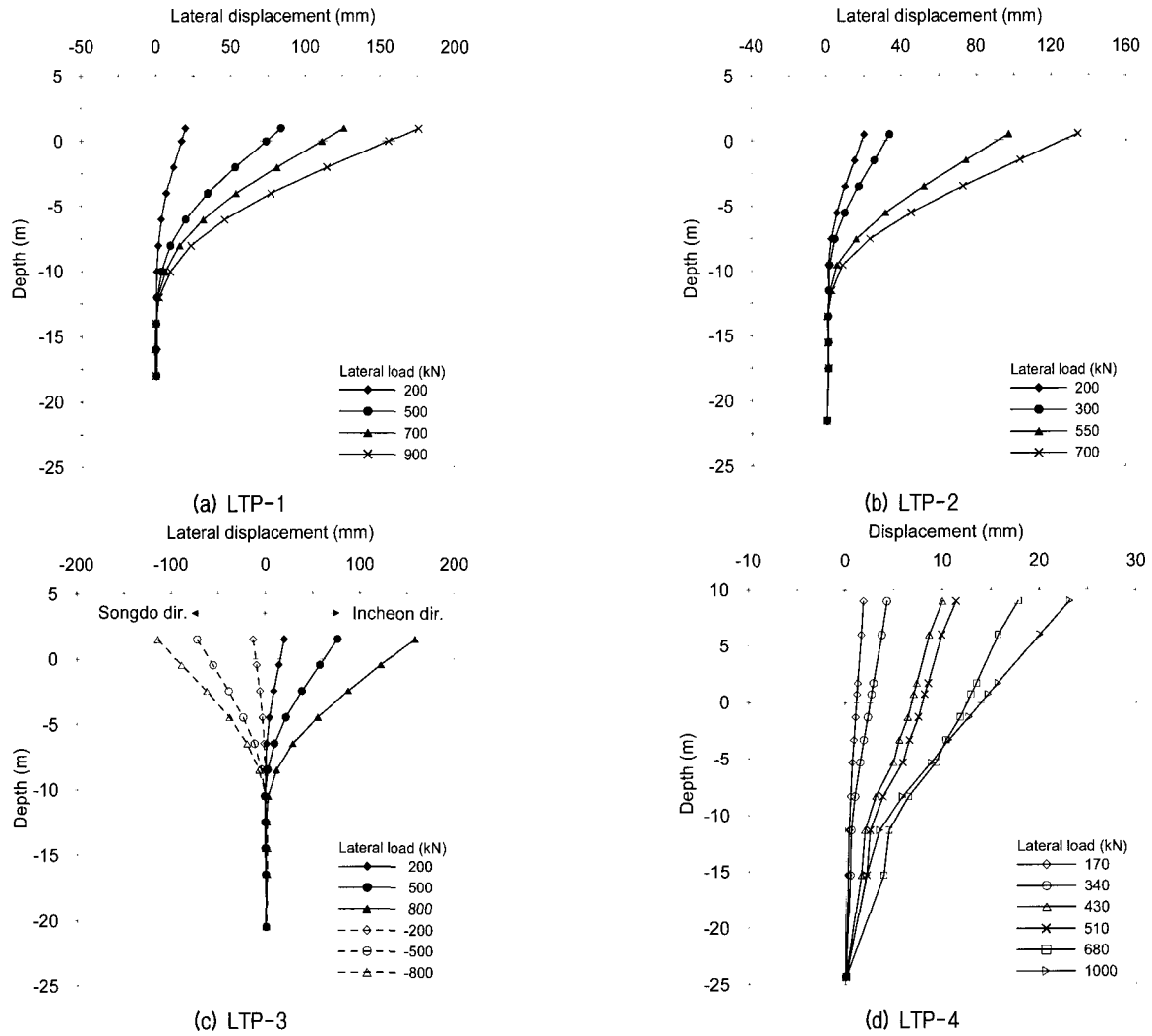


그림 4. 심도별 경사계 변위(LTP-1~LTP-4)

표 4. 재하시험 지반의 수치해석 지반물성

말뚝 구분	지반 단면		비선형 모델 (p-y)	물성치						
	종류	심도(m)		q_u (MPa)	E_s (MPa)	γ (kN/m ³)	ϕ (Deg)	c_u (kPa)	ν	
축소모형말뚝	강관	-1.0-25.6	-	-	200,000	78.0	-	-	-	
LTP-1	토층	점토	0.0-16.5	O'Neill (1984)	-	-	17.5	-	18	0.3
		실트	16.5-22.0		-	-	17.8	24	-	0.3
		풍화토	22.0-25.0		-	-	17.8	34	-	0.3
	암반	풍화암	-		25	2,500	20.2	32	-	0.25
LTP-2 LTP-3*	토층	점토	0.0-19.0	Matlock (1970)	-	-	17.5	-	18	0.3
		풍화토	19.0-25.0		-	-	17.8	34	-	0.3
	암반	풍화암	-		6	2,500	20.2	32	-	0.25
실물말뚝	현장타설말뚝	-9.1-45.0	-	30	26,300	25	-	-	-	
LTP-4	토층	점토	0.0-15.2	O'Neill (1984)	-	-	17.5	-	18	0.3
		실트	15.2-18.2		-	-	17.8	24	-	0.3
		사질토	18.2-20.5		-	-	17.8	34	-	0.3
		풍화토	20.5-30.0		-	-	18.0	34	-	0.3
	암반	풍화암	30.0-37.5	Matlock (1970)	6	2,500	20.2	32	-	0.25
		연암	-		25	2,500	23.5	35	-	0.25

Note : * LTP-3는 양방향 반복재하 시험

는 동일한 수평하중 재하 시 측정값으로부터의 최대 휨 모멘트와 말뚝 두부의 수평변위가 비슷한 결과를 나타냈으며, 실트질이 포함되어 있는 지반에 근입된 LTP-1 과도 큰 차이를 나타내지 않았다. 이는 재하시험 위치는 다르지만 수평방향 말뚝거동에 영향을 주는 상부 층(약 6D~7D)이 대부분 해상점토로 이루어져 있기 때문인 것으로 판단하였다.

현장타설말뚝(LTP-4)에 대한 재하시험결과 최대하중 1000kN에서 14.68mm의 수평변위량이 발생하였으며, 변위점은 지표면에서 약 17.5m 아래에 나타났다. 수평하중 680kN 재하시, 두부변위량이 다른 구간과 차이를 나타내는데, 이는 680kN 재하 전후에 약 12시간의 차이가 있기 때문에 지반저항력이 회복된 것으로 판단하였다.

재하시험 결과의 검증을 위하여, 전산프로그램인 FB-pier(universe of florida, 2000)를 통하여 수치해석을 수행하였다. 표 4에 나타낸 것과 같이, 재하시험과 같은 조건하에서 기존에 제안되어진 비선형 모델인 O'Neill clay(1984) 모델을 사용하여 심도별 휨모멘트와 수평변위를 비교하였다. 비교결과 깊이별 수평변위의 경우, 그림 5와 같이 재하시험을 통한 측정값과 수치해석을 통한 예측값이 대체적으로 일치하는 것으로 나타났다. 다소 측정값이 예측값에 비해 작게 산정되는 경우가 있었으나 그 차이는 크지 않았다. 깊이별 휨모멘트의 경우는, 그림 6과 같이 초기 하중단계에서는 거의 유사한 값을 보이고 설계하중을 넘어서면서 예측값이 측정값보다 약간 크게 나타났지만, 전체적으로 측정값과 예측값이 일치하는 것으로 나타났다.

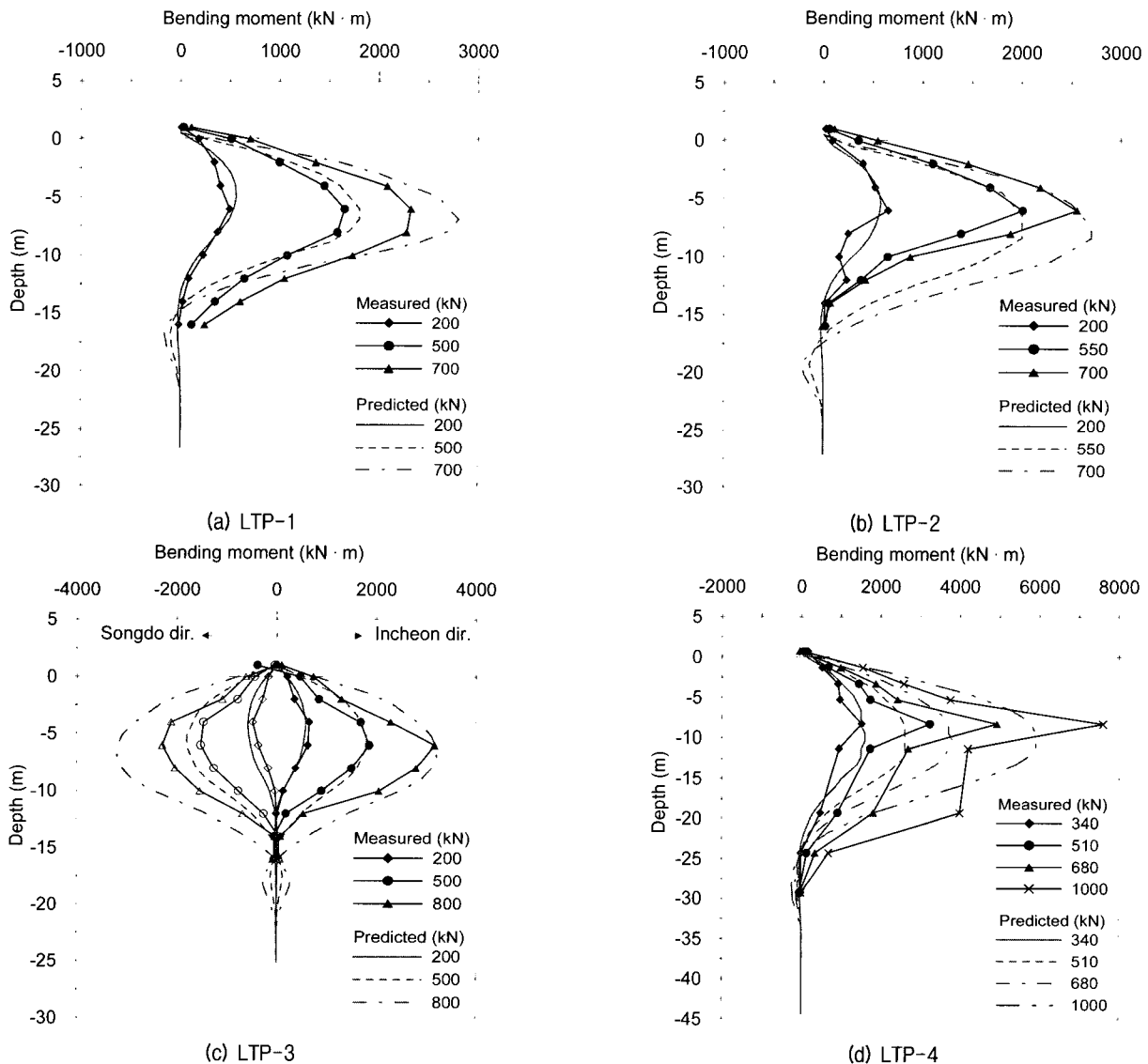


그림 5. 측정값과 예측값을 통한 휨모멘트 분포(LTP-1~LTP-4)

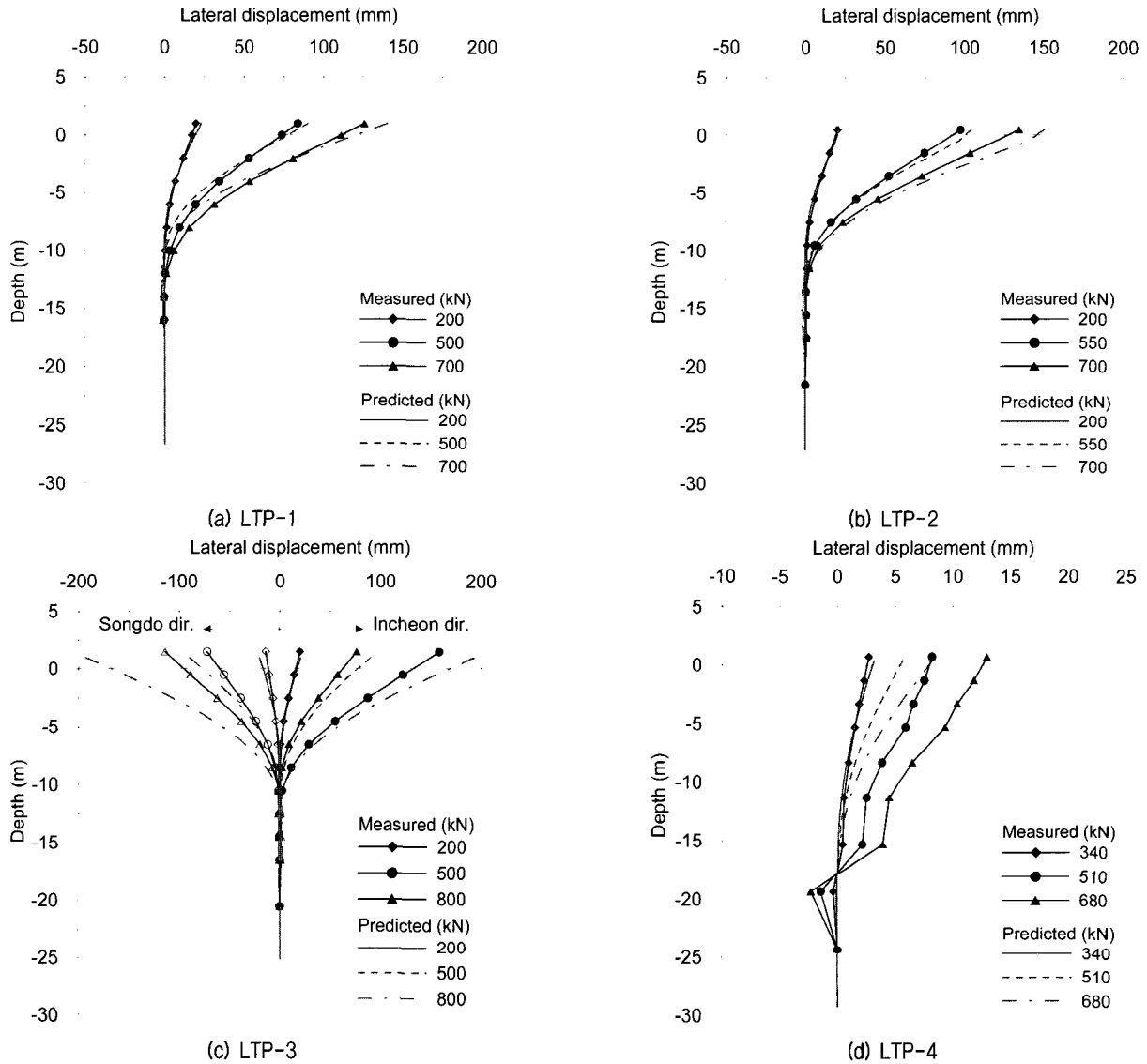


그림 6. 측정값과 예측값을 통한 수평변위 분포(LTP-1~LTP-4)

3. p-y 곡선 산정 및 기존 비선형 모델과의 비교

3.1 재하시험을 통한 p-y 곡선 산정

현장지반의 p-y 곡선은 변형률계를 이용하여 산정한 깊이별 휨모멘트도와 경사계를 사용하여 산정한 깊이별 수평변위 분포곡선을 이용하여 직접 산정하였다. 단, 양방향 재하시험(LTP-3)의 경우는 가력 시작 방향인 영종도 방향의 휨모멘트 값을 사용하였다. 지반반력(p)는 식 (2)의 보이론(Beam theory, 1971)을 적용하여 휨모멘트(M)를 2차 미분하여 구할 수 있다. 휨모멘트를 2차 미분하는 방법에는 여러 가지 방법이 있으나, 깊이별 휨모멘트 곡선을 5차 다항식의 형태로 나타낸 다음, 2차 미분된 식을 이용하여 깊이별 지반반력분포도를 산정하

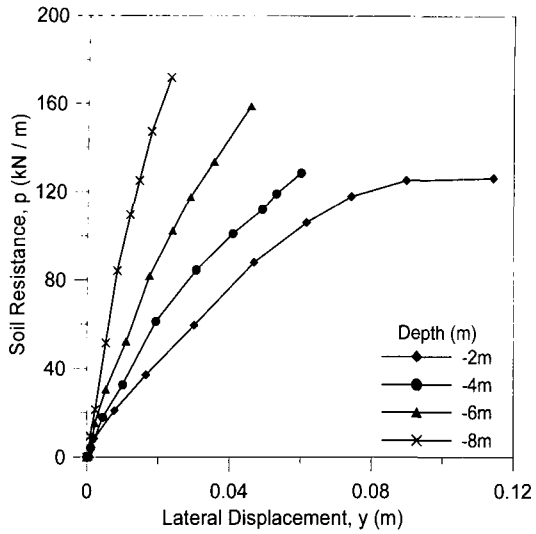
는 방법이 가장 널리 사용되고 있다. 본 연구에서도 이와 같은 방법으로 지반반력을 산정하였으며, 말뚝의 수평 변위(y)는 경사계를 통해 산정하였다.

$$S = \frac{dy}{dx} \quad M = EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad V = EI \frac{d^3y}{dx^3} \quad p = EI \frac{d^4y}{dx^4} \quad (2)$$

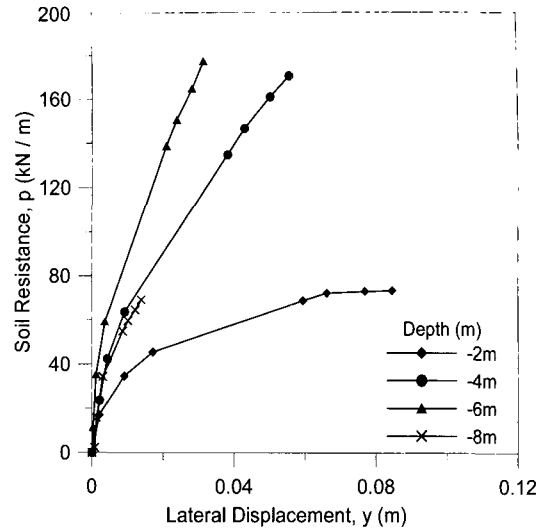
여기서, x는 깊이, y는 수평변위, S는 기울기, M은 휨모멘트, V는 전단력, 그리고 p는 지반반력을 나타낸다. 재하시험으로부터 산정된 심도별 p-y 곡선은 그림 7에 나타내었다.

3.2 기존 비선형 모델

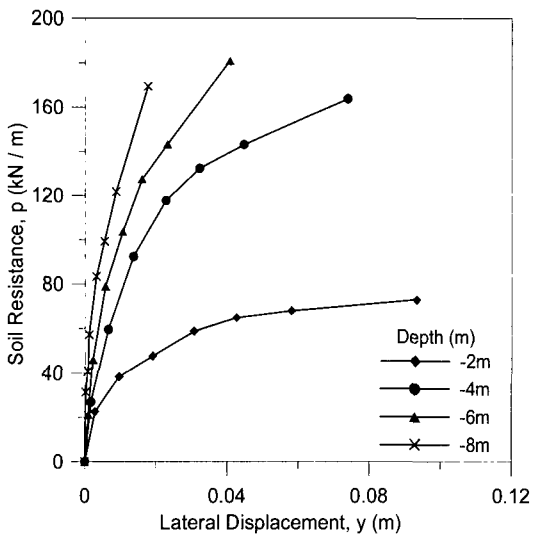
본 연구의 경우 말뚝 거동에 중요한 영향을 미치는



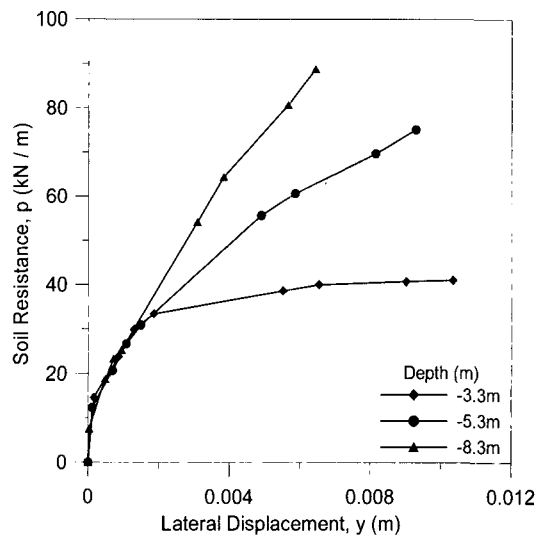
(a) LTP-1



(b) LTP-2



(c) LTP-3



(d) LTP-4

그림 7. 재하시험을 통해 산정한 p-y 곡선(LTP-1~LTP-4)

상부 지반이 대부분 해성 점토로 이루어져 있기 때문에, 이 점을 고려하여 점성토 지반의 기존 비선형 모델중에서 선택하였다. 점성토 지반의 비선형 모델은 표 1에 나타난 것처럼 많은 연구자들(Matlock, 1970; Reese 등, 1975; Welch and Reese, 1975; O'Neill, 1984)에 의해 제안되어졌으며, 본 연구에서는 해성점토에 많이 사용되어지는 O'Neill clay 모델과 Matlock soft clay 모델을 사용하여 비교하였다.

3.2.1 O'Neill clay 모델

O'Neill clay 모델(1984)은 대부분의 점성토에 적용이 가능한 반경험적 방법으로서 지반의 연성과 말뚝지름에 대한 비선형 의존성 그리고 말뚝-지반의 상대강성을 반영하는 경험적 항들을 포함하고 있다. 하지만 깊이에

따른 영향이 없기 때문에 지반이 균질한 경우 심도가 증가하더라도 p-y 곡선이 동일하게 나타난다. p-y 곡선이 산정되어지는 과정은 식 (3)과 같이 임계말뚝의 길이 L_c 를 산정한 후 식 (4)와 식 (5)와 같이, 기준변위 y_c 와 극한 저항력 P_u 를 구하여 그림 8과 같은 p-y 곡선을 작성한다. 여기서 곡선부분은 식 (6)을 통해 얻을 수 있다. 일반적인 O'Neill clay 모델의 p-y 곡선은 그림 8과 같이 나타난다.

$$L_c = 3 [EI / E_s D^{0.5}]^{0.286} \quad (3)$$

$$y_c = A' \epsilon_c D^{0.5} \left(\frac{EI}{E_s} \right)^{0.125} \quad (4)$$

$$P_u = FN_p c D \quad (5)$$

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{0.387} \quad (6)$$

여기서, ET 는 말뚝의 휨강성, E_s 는 비배수 삼축시험에서의 파괴시의 편차응력의 1/2에 해당하는 활선계수값을 의미하며, N_p 값은 일반적으로 9정도의 값을 가지지만 지표면 부근에서는 2정도의 값으로 감소한다. 또한 A' 는 0.8의 상수값을 가지고 F 는 지반의 연성과 하중재하방식에 따른 극한저항력 감소계수를 의미한다.

재하시험 지반과 동일한 지반과 말뚝의 물성을 사용하였을 때 산정된 축소모형말뚝(LTP-1)의 O'Neill clay p-y 곡선은 그림 9와 같다.

그림 9에서 보는 바와 같이 같은 비배수 전단강도를 가지는 6m 심도까지의 p-y 곡선은 동일하게 산정되어진다. 이는 O'Neill clay 모델이 깊이에 무관하고 비배수 전단강도와 1축 압축강도 시험을 통해 얻은 ϵ_{50} , ϵ_{100} 값에 따라 변화하기 때문이다.

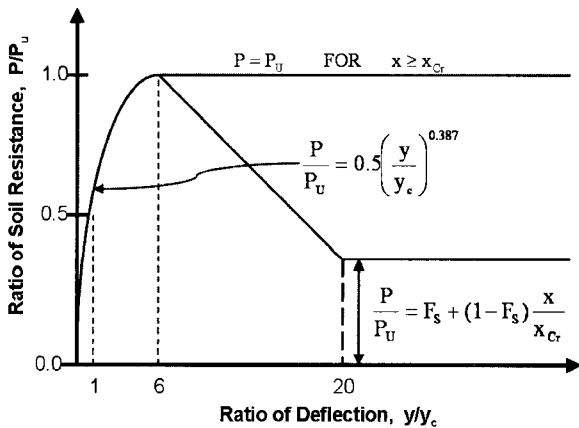


그림 8. O'Neill clay 방법에 의한 p-y 곡선

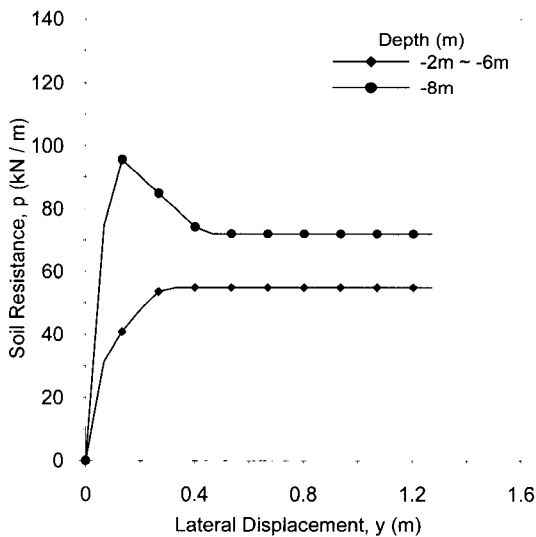


그림 9. 재하시험 지반의 물성을 사용하여 산정한 O'Neill clay p-y 곡선

3.2.2 Matlock soft clay 모델

Matlock(1970)은 연약한 점토층에 시공된 말뚝에 대한 여러 가지 현장재하시험과 이론적인 고찰을 통해서 임의의 깊이에 대한 p-y 곡선을 산정하는 방법을 제안하였다. 점토지반의 깊이에 대한 비선형 모델의 영향을 묘사할 수는 있으나 대체적으로 극한 지반반력(p_u) 값의 과대평가가 발생하는 단점을 가지고 있다. 일반적인 Matlock soft clay 모델의 p-y 곡선이 산정되어지는 과정은 다음과 같다.

현장 또는 실내 실험을 통하여 비배수 전단강도 c_u 와 지반의 단위중량 γ 를 구하여 지표면 밑의 한계깊이, x_r 를 식 (7)과 같이 산정한다. 이때, 지반의 말뚝 단위길이당 극한 수평지지력은 식 (8), 식 (9), 식 (10)을 이용하여 구한다.

$$x_r = \frac{6D}{\gamma \frac{D}{c_u} + J} \quad (7)$$

$$N_c = 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{Jx}{D} \quad (x < x_r) \quad (8)$$

$$N_c = 9 \quad (x \geq x_r) \quad (9)$$

$$P_u = c_u N_c D \quad (10)$$

여기서, D 는 말뚝의 직경, J 는 경험상수, x 는 지표면 아래의 깊이, γ 는 지반의 단위중량을 의미한다.

이와 같이 지표면에서의 깊이에 따른 극한지반반력을 구하는 식이 다른 것은 지표면 부근과 한계깊이 아래에서 지반파괴형상이 다른 것을 고려하고 있기 때문이다. 말뚝의 임계변위는 식 (11)과 같이 구하며, 이를 통해 p-y곡선은 식 (12)와 같이 산정한다. 임의의 깊이에 대한 p-y 곡선은 그림 10과 같다.

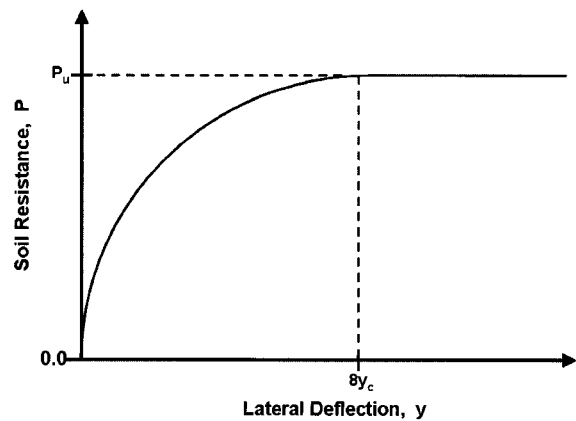


그림 10. Matlock방법에 의한 p-y 곡선

$$y_c = 2.5 \epsilon_c D \quad (11)$$

$$\frac{p}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (12)$$

여기서, ϵ_c = 비압밀비배수 삼축압축시험의 응력-변형률곡선에서 최대축차응력의 1/2에 해당하는 변형률이며, 지반반력 p 는 변위 y 가 $8y_c$ 이상이면 일정한 값을 갖는다. 일반적인 Matlock의 p-y곡선은 그림 10과 같다.

재하시험 지반과 동일한 지반과 말뚝의 물성을 사용하였을 때 산정된 축소모형말뚝(LTP-1)의 Matlock soft clay p-y 곡선은 그림 11과 같다.

3.3 기존 모델과의 비교

재하시험으로부터 얻은 p-y 곡선과 기존 비선형 모델(O'Neill clay와 Matlock soft clay)을 비교하기 위해 LTP-1의 지반과 말뚝의 물성을 이용하여 심도에 따라 얻은 각각의 p-y 곡선을 수치해석 프로그램에 입력하였다. 수치해석 결과 얻어지는 비선형 모델별 휨모멘트-심도와 수평변위-심도를 그림 12에 나타내었다.

수치해석 결과로부터, 세가지 비선형 모델의 p-y 곡선 기울기 및 지반의 극한 저항력(P_u) 값의 차이가 해석 결과에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었다. 이러한

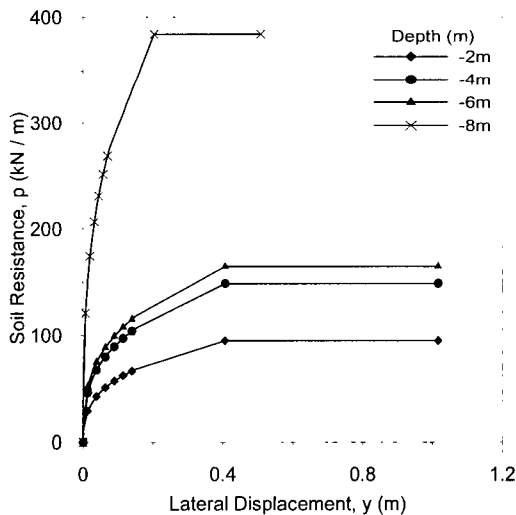


그림 11. 재하시험 지반의 물성을 사용하여 산정한 Matlock soft clay p-y 곡선

표 5. 말뚝 강성의 판별기준 (Broms 이론, 1964)

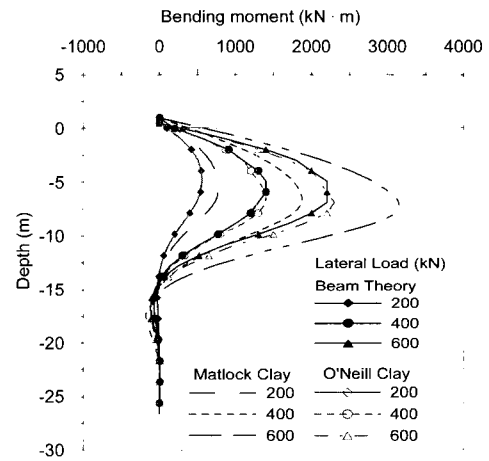
말뚝 종류	점성토	사질토
강성 말뚝(Rigid pile)	$\beta L \leq 2.3$	$\eta L < 2.0$
중간 말뚝	-	$2.0 < \eta L < 4.0$
연성 말뚝(Flexible pile)	$\beta L > 2.3$	$\eta L > 4.0$

영향은 말뚝과 지반의 강성차이에 따라 변할 것으로 판단되어, 본 연구에서는 표 5와 같이 Broms(1964)의 강성 판별 기준을 재하시험 지반과 말뚝에 적용하여 말뚝과 지반의 상대강성 차이에 따른 비선형 모델의 영향을 판단하였다.

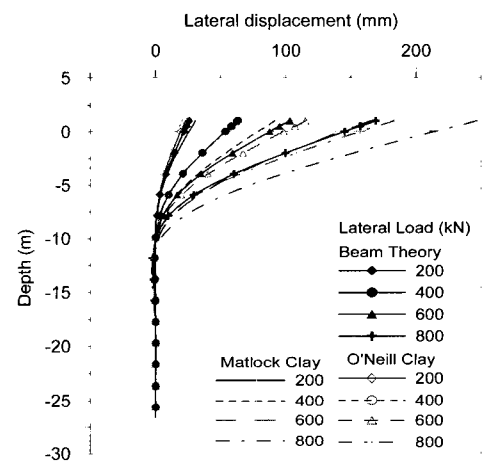
재하시험 지반은 해성점토층이 우세한 지반이므로, 점토층일 때의 기준을 사용하여 식 (13)과 같은 수평재하시험을 통한 역산방법으로 β 값을 산정하였다.

$$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3} \quad (13)$$

여기서, δ : 수평변위 = 1cm



(a) 휨모멘트



(b) 수평변위

그림 12. 기존 모델과의 비교

H : 수평변위 1cm일 때의 수평하중 = 14000kg

EI : 1.256×10^{12} (kg · cm²)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_n d}{4EI}} \quad (cm^{-1})$$

식 (13)을 통하여, $\beta = 0.148 m^{-1}$ 이고 $\beta L = 3.95$ 정도 이므로, 본 연구에서 적용한 말뚝은 연성말뚝에 속하는 것으로 나타났다. 따라서, 말뚝과 지반의 상대강성이 비교적 작은 경우에는 지반반력에 크게 영향을 받는 것으로 판단하여 강성차이에 따른 보다 상세한 연구가 필요한 것으로 판단하였다.

4. 강성 영향인자 분석

서로 다른 비선형 지반 모델(O'Neill clay 모델, Matlock soft clay 모델, 보이론을 통한 모델)을 사용하여 말뚝과 지반의 강성차이에 영향을 주는 요소(말뚝의 탄성계수, 말뚝 재료의 항복강도, 말뚝의 직경, 말뚝의 길이)를 변화 시키면서 여러 가지 Case를 만들어 해석을 수행하였다.

4.1 Case 1 : 다층 지반

현장 재하시험과 동일한 점토, 점토질실트, 실트질 모래 등으로 이루어진 지반조건에서 말뚝 강성과 말뚝의 항복강도를 실제 값보다 증가시킨 경우와 감소시킨 경우의 해석 결과를 비교하였다. 해석에 쓰인 지반과 말뚝

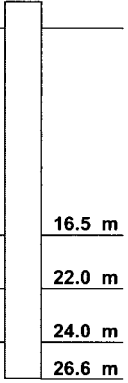
의 물성 값은 표 6과 같다.

해석은 O'Neill clay 모델과 Matlock soft clay 모델을 사용하여 비선형 해석을 한 결과와 이 해석 결과를 통해 산정된 휨모멘트와 변위를 보이론(Beam theory, 1971)을 통해 5차미분하여 얻은 p-y 곡선을 사용하여 해석한 결과를 비교하였다. 재하시험 결과를 통해 얻은 5차 미분 값을 통해 지반반력을 산정해야 하지만, 추가적인 재하시험 결과가 없으므로 기존 비선형 모델의 해석결과로 나온 휨모멘트와 변위를 통해 p-y 곡선을 산정하였다. 해석 결과, 강성을 증가시킨 경우, 심도별 휨모멘트와 수평변위가 큰 차이를 나타내지 않았다. 반면 강성이 감소한 경우, 비선형 모델에 따라 산출되는 거동의 차이가 확연히 나타남을 알 수 있었다. 단, 강성 감소의 경우는 계획했던 700kN 까지 해석이 수행되지 못하여 500kN 이상 하중에서의 비교는 이루어지지 못했다. 말뚝강성의 변화에 따른 해석결과는 그림 13과 그림 14에 제시하였다.

4.2 Case 2 : 점성토 단일 지반

현장 재하시험 지반과는 다른 점토 단일 층에서의 상대 강성차이에 따른 비선형 모델의 영향을 분석하기 위해, Broms 강성 판정식(1964)에 사용되는 βL 값에 영향을 주는 말뚝직경(D)과 말뚝 길이(L)를 변화시켜 강성말뚝과 연성말뚝의 경우를 분석하였다. 말뚝의 직경에

표 6. Case 1 : 말뚝과 지반의 물성 (다층 지반)

구분	강성증가 ¹⁾ (L=26.6m)			연성감소 ²⁾ (L=26.6m)		
	항복강도(kPa)	탄성계수(kPa)	말뚝직경(m)	항복강도(kPa)	탄성계수(kPa)	말뚝직경(m)
말뚝물성	2.4×10^8	2×10^{11}	1.016	1.0×10^5	1.0×10^8	1.016
지반물성	Clay $S_u = 18 \text{ kPa}$ $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ $e_{50} = 0.02$ $e_{100} = 0.06$ $k_n = 2410 \text{ kN/m}^3$					
	Silt $\phi = 30$ $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$			16.5 m		
	Weathered Soil $\phi = 34$ $\gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$			22.0 m		
	Weathered Rock $\phi = 32$ $\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3$ $q_c = 25000 \text{ kPa}$			24.0 m 26.6 m		

1) $\beta = 0.026 m^{-1}$ 이고 $\beta L = 0.7 (< 2.3)$ 이므로 강성말뚝에 해당.

2) $\beta = 0.176 m^{-1}$ 이고 $\beta L = 4.7 (> 2.3)$ 이므로 연성말뚝에 해당.

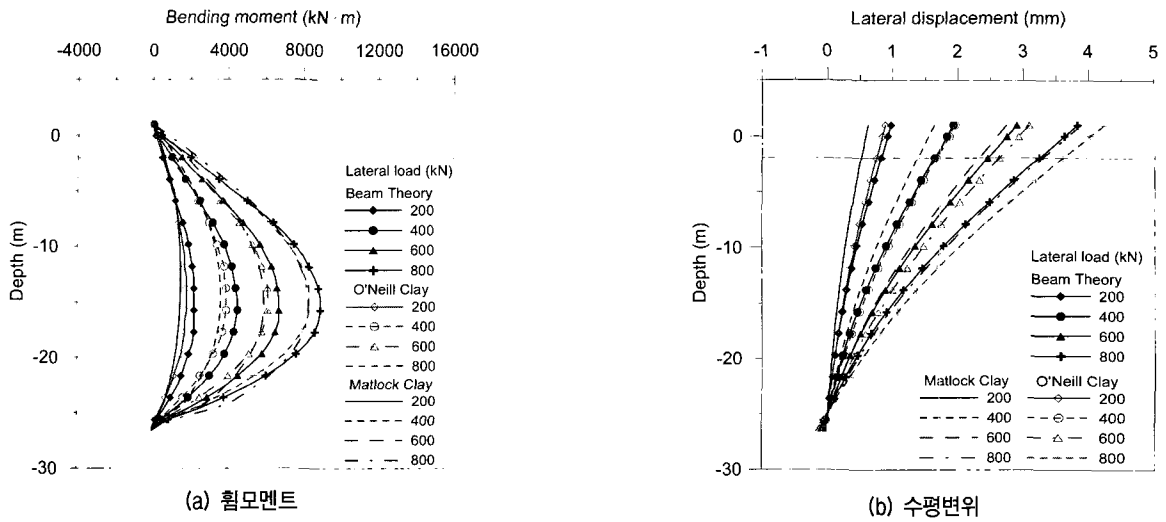


그림 13. Case 1 : 말뚝 강성이 증가한 경우의 해석결과 비교

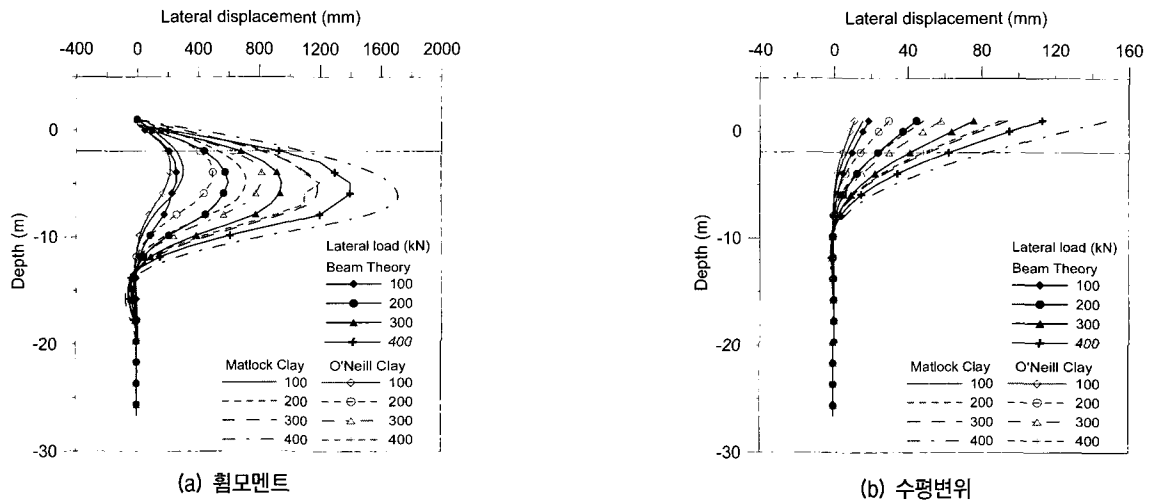


그림 14. Case 1 : 말뚝 강성이 감소한 경우의 해석결과 비교

표 7. Case 2 : 말뚝과 지반의 물성 (단일 점토층)

구분	강성 말뚝 (L:20m) ¹⁾		연성 말뚝 (L:20m) ²⁾		연성 말뚝 (L:40m) ³⁾	
	말뚝 직경(m)	2.032	말뚝 직경(m)	1.0	말뚝 직경(m)	2.032m
말뚝물성	탄성계수 (2×10^8 kPa) 와 항복강도 (2.4×10^5 kPa) 동일					
지반물성	<div style="text-align: center;"> <p>Marine Clay $S_u = 18 \text{ kPa}$ $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ $e_{50} = 0.02$ $e_{100} = 0.06$ $k_h = 2410 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Weathered rock $\phi = 32$ $\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3$ $q_c = 25000 \text{ kPa}$</p> </div>					

- 1) $\beta = 0.1044 \text{ m}^{-1}$ 이고 $\beta L = 2.0 (< 2.3)$ 이므로 강성말뚝에 속한다.
- 2) $\beta = 0.1497 \text{ m}^{-1}$ 이고 $\beta L = 3.0 (> 2.3)$ 이므로 연성말뚝에 속한다.
- 3) $\beta = 0.1497 \text{ m}^{-1}$ 이고 $\beta L = 4.2 (> 2.3)$ 이므로 연성말뚝에 속한다.

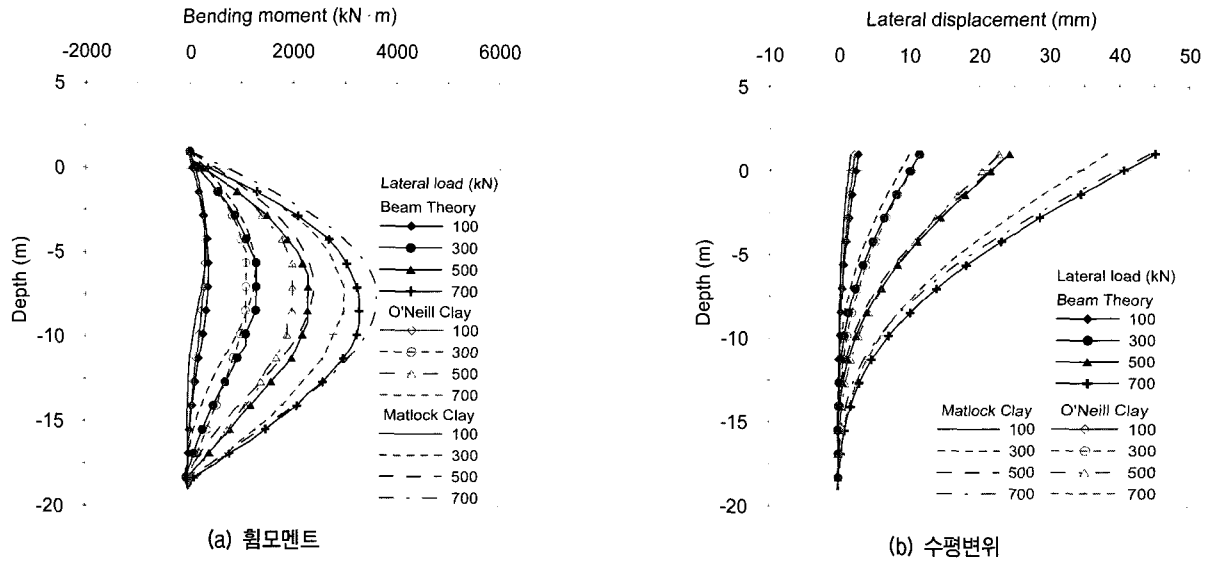


그림 15. Case 2 : 강성말뚝(D:2.032m, L:20m) 경우의 해석결과 비교

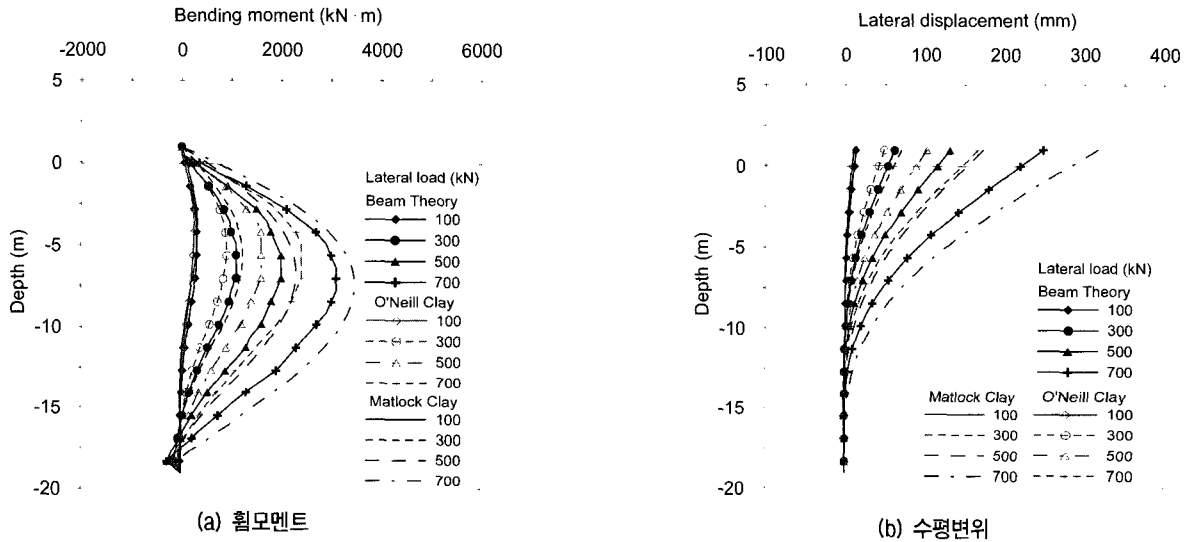


그림 16. Case 2 : 연성말뚝(D:1.0m, L:20m) 경우의 해석결과 비교

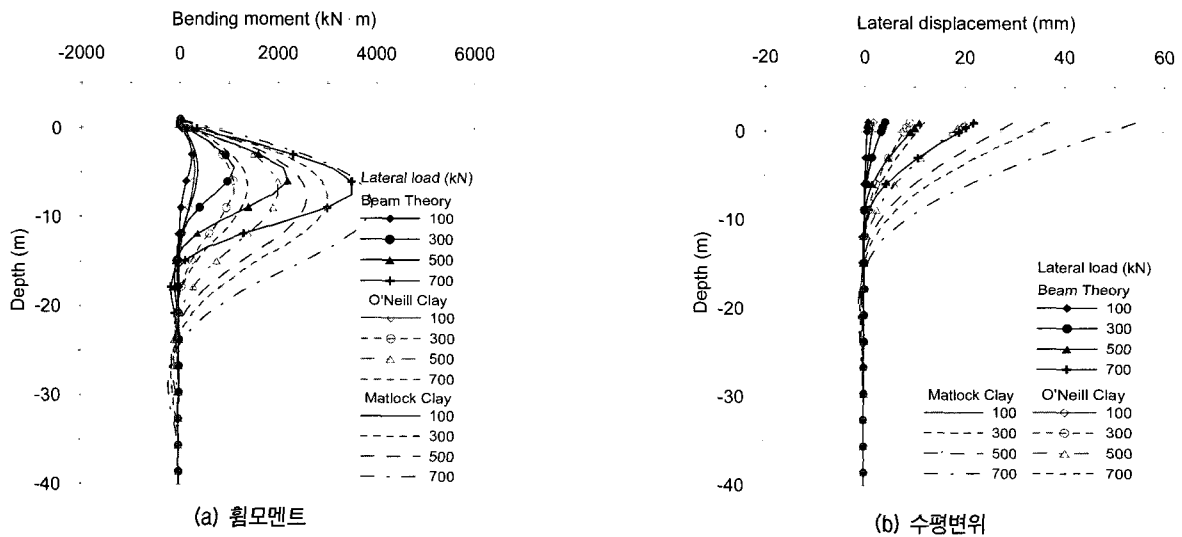


그림 17. Case 2 : 연성말뚝(D:2.032m, L:40m) 경우의 해석결과 비교

다른 비선형 모델의 영향성을 비교하기 위해 서로 다른 직경(1.0m, 2.0m)을 가진 20m 길이의 강관말뚝을 사용하여 해석하였고, 길이에 따른 비선형 모델의 영향성을 추가로 분석하기 위하여 40m 길이의 직경 2m인 강관말뚝 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 지반은 현장 재하시험 구간의 상부 해성점토층을 단일층으로 사용하였으며, 말뚝 선단은 고정되어있는 것으로 가정하였다. 해석에 사용된 말뚝과 지반의 물성은 표 7에 요약하였다.

해석결과 강성말뚝으로 판정된 경우($\beta L < 2.3$), O'Neill clay 모델과 Matlock soft clay 모델 그리고 보이론을 통해 산출된 휨모멘트와 수평변위는 최대하중단계에서 약 10% 정도의 차이를 나타낸 것을 제외하고는 대체로 일치하였다. 연성말뚝으로 판정된 경우($\beta L > 2.3$), 전체적으로 비선형 모델에 따른 차이가 나타났으며, 특히 수평변위에서 최대 하중 단계의 경우 약 35% 이상의 차이를 나타냈다. 이상화된 점토지반을 가정하였기 때문에 Case 1 보다 더욱 명확하게 말뚝과 지반의 상대강성차이에 따른 비선형 지반모델의 영향을 확인할 수 있었다. Case 2의 해석 결과는 그림 15와 그림 16에 나타나있다.

5. 결론

본 연구에서는 해성점토에 근입된 수평하중을 받는 현장타설말뚝의 거동을 파악하기 위하여 4분에 걸친 수평재하시험을 수행하였으며, 재하시험의 타당성을 검증하기 위하여 수치해석을 실시하였다. 이를 토대로 보이론(beam theory, 1971)을 이용한 p-y 곡선을 산출하여 기존의 비선형 모델인 O'Neill clay 모델(1984)과 Matlock soft clay 모델(1970)과의 비교를 수행하였고, 말뚝의 탄성계수, 말뚝 재료의 항복강도, 말뚝 직경, 말뚝 길이 등의 말뚝과 지반의 강성차이에 영향을 주는 요소들을 반영한 추가적인 해석을 수행하여 말뚝-지반의 상대 강성차이가 비선형 해석에 미치는 영향을 검증하였다. 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 인천대교 현장에서 실시한 재하시험은 총 4분으로, 정하중을 받는 축소모형말뚝(D=1.016m, L=26.8) 2분, 정하중을 받는 실물 말뚝(D=2.4m, L=44.6m) 1분, cyclic 하중을 받는 축소모형말뚝(D=1.016m, L=26.8) 1분으로 수행하였다. 모형 말뚝의 재하 시험 결과 (휨모멘트, 수평변위)가 3분 모두 대체로 유사하게 나타났는데, 이는 말뚝거동에 큰 영향을 주는 지반

상부층이 대부분 해성 점토층으로 강도변형 특성 등이 같기 때문에 판단된다.

- (2) 인천대교 현장 재하시험 결과를 토대로 국내 해성 점토를 대표하는 p-y 곡선을 깊이 별로 산정 하였으며, 기존 비선형 모델인 O'Neill clay 모델(1984)과 Matlock soft clay 모델(1970)과의 비교를 수행하였다. 각각의 p-y 곡선 모델은 자체의 곡선 형태나 기울기, 극한지반반력(Pu) 값에서 큰 차이가 나타났으며, 같은 지반이라 할지라도, 이러한 적용모델에 따른 차이가, 말뚝의 수평거동에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.
- (3) 말뚝과 지반의 상대강성차이에 따른 비선형 모델의 영향성을 검증하기 위해, 말뚝과 지반의 강성차이에 영향을 주는 요소(말뚝의 탄성계수, 말뚝 재료의 항복강도, 말뚝 직경, 말뚝 길이)를 변화 시키면서 다층 지반과 단일 점토층 지반에서의 분석을 수행하였다. 그 결과 지반과 말뚝의 상대 강성 차이가 큰 강성말뚝(rigid pile)의 경우($\beta L \leq 2.3$)는 말뚝거동에 미치는 비선형 모델의 영향이 대체적으로 작은 반면 연성말뚝(flexible pile)의 경우($\beta L > 2.3$)는 비선형 모델들에 따른 영향이 매우 큼을 알 수 있었다.
- (4) 실제 말뚝 설계 시, 강성말뚝인 경우에는 p-y 곡선의 종류에 따른 영향이 말뚝의 거동에 크게 영향을 주지 않아 모델에 따른 차이가 거의 없으나, 연성말뚝을 설계할 경우엔 적합한 모델을 사용하여야 정확한 말뚝의 거동예측이 가능하다.

감사의 글

본 연구는 삼성물산 연구사업인 “지반의 비선형성 (p-y 해석기법)을 고려한 대구경 현장타설말뚝의 최적화 설계기법 개발”의 연구비 지원에 의해 수행된 연구의 일부이며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김병탁, 김영수 (1999), “원심모형실험에 의한 사질토 지반의 p-y 곡선에 관한 연구”, 1999년도 대한토목학회논문집.
2. 정상심, 광동욱, 안상용 (2005), “Pile-Bent 구조물의 수평거동 분석”, 대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집.
3. 인천대교 현장 (2006), 대구경 실물말뚝 수평재하시험 결과 보고서, 보고서, 삼성 JV.
4. 한국지반공학회 (1997), *깊은 기초*, 지반공학시리즈 4, 현장타설 말뚝편, 구미서관.

5. 한국한국지반공학회 (2003), *구조물기초설계기준*, 말뚝기초편, pp.151-254.
6. Ashour, M., Norris, G. and Shamsabadi, A. (2001a), "Effect of the non-linear behavior of pile material on the response of laterally loaded piles", *Forth international conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and soil Dynamics*, San Diego, California, Marth 26-30, pp.6-10.
7. Broms, B. (1964a), "Lateral Resistance of Piles in Cohesiveness Soils", *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.90, No. 4, pp.27-63.
8. Broms, B. (1964b), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.90, No. 4, pp.123-156.
9. Evans, L. T. and Duncan, J. M. (1982), "Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles", *Report No. UCB/GT/82-04*, Geotech Engineering, Department of Civil Engineering, California Univ., Berkeley.
10. FB-Pier Version 3 (2000), *Florida Bridge Software Institute*, Department of Civil & Coastal Engineering, University of Florida.
11. Gazioglu, S. M. and O'Neill, M. W. (1984), "Evaluation of P-Y Relationships in Cohesive Soils", *Proceedings of a Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE geotechnical Engineering Division, pp.192-213
12. Georgiadis, M. "Development of P-Y Curves for Layered Soils", *Proceedings of Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, American Society of Civil Engineers, PP. 536-545.
13. Hetenyi, M. (1946), *Beams on elastic foundation*, University of Michigan Press Ann Arbor, MI.
14. Matlock, H. (1970) "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," Paper No. OTC 1204, *Proceedings of Second Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol. 1., pp.577-594.
15. Reese, L. C. (1997), "Analysis of laterally loaded piles in weak rock", *J. Geotech. Geoenviron. Engrg.*, ASCE, Vol. 121, No. 7, pp.113-127.
16. Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975), "Lateral loading of deep foundations in stiff clay", *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 101, No. 7, pp.633-649.
17. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand." *Proc., 6th Annual Offshore Technology Conf.*, Houston.

(접수일자 2006. 11. 25, 심사완료일 2007. 6. 20)