

## 말뚝재하시험을 통한 압입강관말뚝의 연직지지거동 분석

### Investigation of Axially Loaded Jacked Pile Behavior by Pile Load Test

백 성 하<sup>1</sup> Baek, Sung-Ha

도 은 수<sup>2</sup> Do, Eun-Su

김 석 중<sup>3</sup> Kim, Seok-Jung

#### Abstract

Jacked pile that involves the use of hydraulic jacks to press the piles into the ground is free from noise and vibration, and is possibly installed within a limited construction area. Thus, as an alternative to conventional pile driving methods, pile jacking could become widely accepted for the construction projects in urban area (e.g., reconstruction or remodeling construction projects). Great concern has arisen over the prediction of axially loaded jacked pile behavior. Against this background, a series of pile load tests were hence conducted on a jacked steel pipe pile installed in weathered zone (i.e., weathered soil and weathered rock). From the test results, base resistance and shaft resistance for each test condition were evaluated and compared with the values predicted by the previous driven pile resistance assessment method. Test results showed that the previous driven pile resistance assessment method highly underestimated both the base and shaft resistances of a jacked pile; differences were more obviously observed with the shaft resistance. The reason for this discrepancy is that a driven pile normally experiences a larger number of loading/unloading cycles during installation, and therefore shows significantly degraded stiffness of surrounding soil. Based on the results of the pile load tests, particular attention was given to the modification of the previous driven pile resistance assessment method for investigating the axially loaded jacked pile behavior.

#### 요 지

유압잭을 통해 지반에 압입 시공되는 압입강관말뚝은 소음 및 진동을 적게 발생시켜 도심지 공사에 적합한 기초형식으로 알려져 있다. 특히 협소한 공간에서 시공이 용이하여 리모델링 혹은 수직증축 공사에 널리 활용될 수 있을 것으로 기대되지만, 연직지지거동이 명확히 규명되지 않아 제한적으로만 적용되고 있는 실정이다. 본 연구에서는 압입강관말뚝의 연직지지거동을 평가하기 위하여 국내의 대표적인 지층인 풍화토 및 풍화암 지반에서 말뚝재하시험을 수행하였다. 재하시험 결과를 통해 각 시험조건 별 주면지지력 및 선단지지력을 평가하였고 이를 항타말뚝을 대상으로 제안된 지지력 평가식과 비교분석하였다. 그 결과, 항타말뚝을 대상으로 제안된 평가식을 통한 예측값은 압입강관말뚝의 주면 지지력 및 선단지지력을 각각 57.2% 및 33.8% 과소평가 하는 것으로 나타났다. 이는 기존의 지지력 평가식이 단단한 풍화토 및 풍화암층의 강도를 적절히 고려하지 못하며, 항타공법에 비해 압입공법을 통한 말뚝 설치 시 말뚝주변 지반

1 정희원, 가천대학교 토목환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Gachon Univ.)

2 정희원, SK건설 인프라 설계팀 대리 (Member, Junior Manager, Infra Engrg. Team, SK Eng. & Construction Co.)

3 정희원, 한국건설기술연구원 지진안전연구센터 신진연구원 (Member, Post-Doctoral Researcher, Seismic Safety Research Center, Korea Inst. of Civil Eng. and Building Tech., Tel: +82-31-910-0277, Fax: +82-31-910-0561, seokjungkim@kict.re.kr, Corresponding author, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2019년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

교란에 따른 지지력 감소가 더 작게 나타나기 때문으로 판단된다. 추가적으로, 기존의 지지력 평가식을 재하시험 결과를 바탕으로 개선하여 압입강관말뚝의 연직지지거동 평가 및 연직지지력 산정 시 활용 가능하도록 하였다.

**Keywords** : Jacked pile, Steel Pipe pile, Pile load test, Bearing capacity, Weathered zone

## 1. 서론

강관말뚝은 건물, 교량, 항만구조물 등의 기초구조물로 널리 활용되며, 설치 시 시공의 편의성으로 인해 해머(hammer)로 말뚝을 타격하여 지반에 관입시키는 항타공법(pile driving)이 일반적으로 적용된다(KOSA, 2005). 그러나 구조물 및 인구가 밀집된 도심지에서는 말뚝 타격 시 발생하는 진동 및 소음에 의한 민원과 인접구조물에 미치는 영향 등으로 인해 항타공법 적용에 많은 어려움이 발생하고 있으며, 이에 따라 다양한 대체공법(압입공법, 매입말뚝 공법 등)이 개발 및 적용되고 있다. 이중 유압잭을 통해 말뚝을 지반에 압입시키는 압입공법은 시공 시 진동 및 소음을 거의 발생시키지 않고 천공과정이 생략되어 시공 완료 후 기초지반의 복구 및 정리에 소요되는 시간을 줄일 수 있어, 도심지 공사에 적합한 친환경 공법으로 주목받고 있다. 특히 협소한 공간에서 시공이 용이하여 최근 국내 도심지에서 확대되고 있는 리모델링 및 수직증축 공사에 널리 적용될 수 있을 것으로 기대되지만, 압입공법 적용 시 강관말뚝의 연직지지거동 및 연직지지력이 명확하게 규명되지 않아 제한적으로만 적용되고 있는 실정이다(Yang et al., 2006).

강관말뚝의 연직지지거동 및 연직지지력은 말뚝 설치 시 발생하는 불확실성(지반 교란 등)으로 인해 전통적인 토압론 관점에서 평가하기 어렵다고 알려져 있다(White and Lehane, 2004). 이에 강관말뚝 연직지지거동 예측의 불확실성을 감소시키기 위한 말뚝재하시험(pile load test) 연구가 항타강관말뚝(driven steel pipe pile)을 중심으로 수행되었으며, 이를 바탕으로 항타강관말뚝의 연직지지력을 평가할 수 있는 경험식(empirical correlations)이 제안되어 왔다(Vesic, 1970; Meyerhof, 1976; Lehane, 1992; Chow, 1997; White and Lehane, 2004; Yang and Li, 2004). 반면, 앞서 언급한바와 같이 압입강관말뚝의 연직지지거동 및 연직지지력을 평가하기 위한 연구는 매우 부족한 실정이다. Lehane et al.(1993)과 Chow(1995)는 강관말뚝의 연직지지거동을 평가하기 위한 재하시험 시, 말뚝에 부착된 계측장비를 보호하기 위한 목적으

로 압입공법을 일부 적용한 바 있다. 이들 연구는 압입강관말뚝의 연직지지거동에 대한 유용한 정보를 제공하는 성과를 보였지만 지표 주변의 느슨한 모래지반에 설치된 말뚝을 대상으로 수행되어 최대 압입력이 300kN 이하로 매우 낮은 수준이었다. 이에 Yang et al.(2006)은 조밀한 모래지반에서 높은 압입력을 통해 말뚝을 설치하고 재하시험을 수행하여 압입기법이 말뚝의 연직지지거동에 미치는 영향을 분석하였지만, H-pile을 대상으로 수행된 연구였다.

본 연구는 압입강관말뚝의 연직지지거동을 평가하기 위한 기초적 연구로서 수행되었다. 조립식 장비를 통해 제한된 공간에서 시공이 가능하며 유압펌프를 활용하여 압입 시 진동 및 소음이 적은 특성을 가지고 있어, 도심지의 리모델링 및 수직증축 공사현장과 반력체를 확보하기 어려운 유희부지에 적용이 용이한 소구경 압입강관말뚝을 활용하였다. 도심지의 리모델링 및 수직증축 공사현장에 실제 적용되고 있는 소구경의 강관말뚝을 국내의 대표적인 지반인 풍화토 및 풍화암층에 압입시켜 설치한 뒤 말뚝재하시험을 수행하였다. 말뚝재하시험 결과를 바탕으로 각 시험조건 별 주면지지력 및 선단지지력을 평가하였고, 이를 항타말뚝을 대상으로 제안된 지지력 평가식과 비교하여 압입공법이 말뚝의 연직지지거동에 미치는 영향을 분석하였다. 추가적으로, 말뚝재하시험 결과를 바탕으로 항타말뚝을 대상으로 제안된 기존 연직지지력 평가식을 개선하여 압입강관말뚝의 연직지지거동 평가 및 연직지지력 산정 시 활용 가능하도록 하였다.

## 2. 말뚝재하시험 조건 및 방법

### 2.1 지반조건

본 연구의 말뚝재하시험은 국내의 대표적인 지층구조인 풍화대층(풍화토 및 풍화암층)으로 구성된 서로 다른 두 현장에서 수행되었다. Fig. 1은 시험말뚝이 설치된 위치에서 수행된 지반조사 결과로 심도 별 지층구

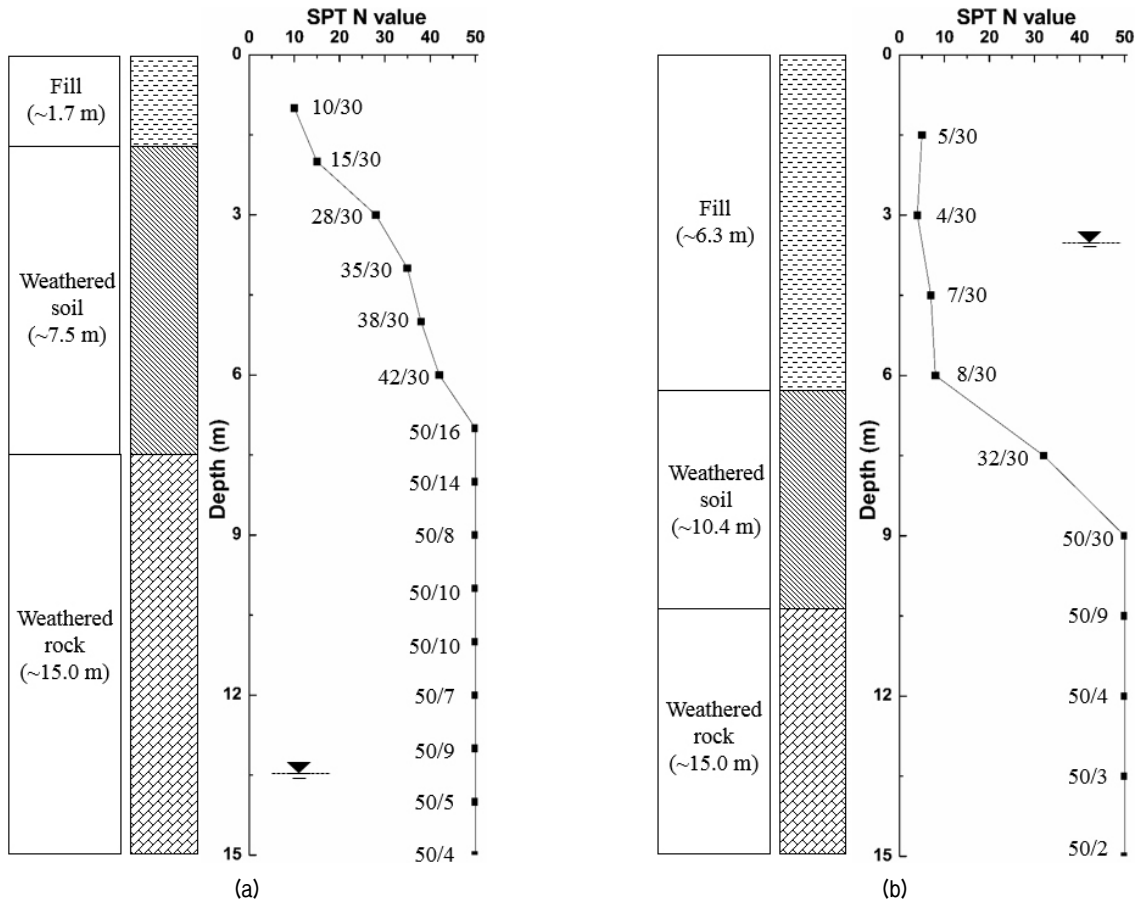


Fig. 1. Soil profiles and SPT N variations of the test sites: (a) Site 1 and (b) Site 2

성 및 표준관입시험(standard penetration test)을 통해 평가된 SPT N값을 보여준다. Fig. 1(a) 위치는 도심지 구조물 증축공사현장으로 지하층의 기초판을 파치한 후 말뚝을 압입시켜 재하시험을 수행하였고, Fig. 1(b) 위치는 부지정리 후 콘크리트로 포장되어 있는 주차장의 포장체를 파치한 후 말뚝을 압입시켜 재하시험을 수행하였다. 이에 따라, Fig. 1(a) 및 Fig. 1(b) 위치에서 각각 심도 3.5m 및 8.5m의 풍화토층부터 시험말뚝이 압입되었다. 풍화토층은 중간 심도에서 채취한 시료를 통해 확인한 결과 통일분류법에 의해 SM(실트질 모래)로 분류되어 Kwon(1998)이 정리한 국내 풍화토의 대표적인 분류(SW~SM)와 유사하게 나타났다.

Fig. 1에 나타낸바와 같이, 풍화토 및 풍화암층의 SPT N값은 심도가 깊어짐에 따라 증가하는 경향을 보였고 이는 모암(parent rock)의 풍화도가 심도에 따라 감소하기 때문으로 판단된다(Lee, 1993). KGS(2009) 기준을 적용하여 SPT N값이 50/15 이하인 경우(즉, 표준관입시험 샘플러 50회 타격 시 관입깊이 15cm 이하인 경우)를 풍화암으로 분류하여 연구를 수행하였다.

## 2.2 말뚝조건

본 연구에서는 국내 도심지 구조물 증축공사에 실제 적용되고 있는 직경 216.3mm, 두께 11.8mm, 길이 1000mm

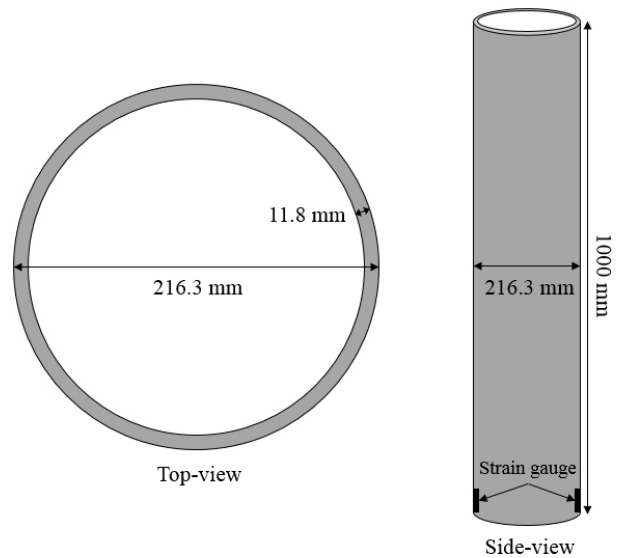


Fig. 2. Schematic diagram of the test pile

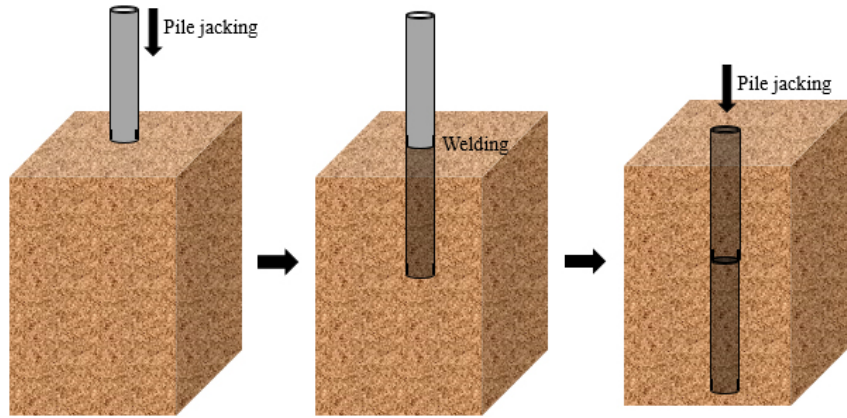


Fig. 3. Installation procedure of the test pile

의 탄소강관말뚝(탄성계수=210,000MPa)을 시험말뚝으로 사용하였다(Fig. 2). 각 시험말뚝의 측면에는 평행한 두 위치에 변형율계(strain gauge)를 각각 한 개씩 부착하여, 재하시험 시 각각의 변형율계에서 측정된 변형율의 평균값을 통해 심도별 축하중을 산정할 수 있도록 하였다.

시험말뚝은 압입-용접(welding)-재압입 과정을 통해 재하시험을 수행하기 위한 심도까지 관입시켰다(Fig. 3 참조). Fig. 1(a) 위치에서는 시험말뚝을 풍화암층이 존재하는 10.5m 까지 압입하였고 Fig. 1(b) 위치에서는 9.5m 심도의 풍화토층 까지 압입하여 말뚝재하시험을 수행하였다(이하 1차 재하시험 및 2차 재하시험).

### 2.3 말뚝재하시험 방법

말뚝재하시험은 유압잭의 압입력과 동등이상 중량의 하중을 버틸 수 있는 콘크리트 기초가 필요하기 때문에, 1차 및 2차 재하시험 시 각각 1.7m 및 1.0m 두께로 콘크리트 기초를 타설하고 양생기간을 거친 후 연직하중 재하를 실시하였다. 재하시험은 일반적으로 완속재하법(slow loading test)와 급속재하법(quick loading test)이 적용된다. 완속재하법은 하중단계의 지속시간이 제각각이므로 재하시험의 결과 및 분석의 신뢰성이 떨어지고, 최대하중까지 총 하중단계수가 8단계 정도로 말뚝

두부의 하중-변위 곡선 등의 형태가 부드러워지 않아 결과 분석이 용이하지 않을 수 있다고 알려져 있다(Fellenius, 1990). 이에 반해 급속재하법은 최대하중까지의 하중단계수가 최소 20단계 이상이므로 이러한 문제점을 극복할 수 있다(Kim, 2006). 따라서 본 연구에서는 ASTM (1981)에서 제시하고 있는 급속재하법을 적용하여 말뚝 재하시험을 수행하였다.

1차 재하시험의 경우 시험말뚝이 3.5m 압입되었을 때부터 10.5m 압입될 때 까지 1m 간격으로 총 8회의 급속 재하시험을 수행하였고, 2차 재하시험의 경우 시험말뚝을 8.5m 및 9.5m 깊이까지 압입시킨 후 총 2회의 급속 재하시험을 수행하였다. 재하하중은 설계하중의 10~15%로 적용하고 재하간격을 2.5분으로 하였으며 각각의 하중단계마다 20초 간격으로 침하량을 측정하였다. 모든 경우 반복재하시험은 수행하지 않았다. 본 연구에서 수행된 말뚝재하시험의 선단 지반조건(지층구성 및 SPT N값) 및 최대압입하중은 Table 1과 같다.

## 3. 말뚝재하시험 결과 및 분석

### 3.1 말뚝 두부 축방향 하중-침하 곡선 및 허용지지력 평가

말뚝재하시험으로부터 평가한 각 시험조건 별 말뚝

Table 1. Summary of the pile load tests

Test no.	Test 1-1	Test 1-2	Test 1-3	Test 1-4	Test 1-5	Test 1-6	Test 1-7	Test 1-8	Test 2-1	Test 2-2
Location	Site 1								Site 2	
Depth (m)	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	10.5	8.5	9.5
Subsurface layer	Weathered soil				Weathered rock				Weathered soil	
SPT N value	32/30	37/30	40/30	50/22	50/15	50/11	50/9	50/10	44/30	50/30
Max. jacking force (kN)	341	598	728	1,030	1,305	1,344	1,462	1,628	369	703

두부에서의 축방향 하중-침하곡선을 Fig. 4에 도시하였다. 1차 및 2차 재하시험 모두 시험말뚝의 근입심도가 깊어질수록 주면 및 선단지지력이 증가하여 동일 침하량에서의 말뚝 두부 축방향 하중이 커지는 경향을 보였다. 다만, 풍화토층에 비해 풍화암층에서 근입심도 증가에 따른 축방향 하중 증가가 적은 것으로 나타났는데 (Test 1-5 ~ Test 1-8), 이는 풍화암층의 심도에 따른 강도차이(SPT N값 참고)가 상대적으로 적어 선단지지력의 차이가 크지 않았기 때문으로 판단된다.

말뚝 두부에서의 축방향 하중-침하곡선을 바탕으로 각 시험조건 별 허용지지력을 평가하였다. 축방향 하중-침하곡선으로부터 말뚝의 허용지지력을 평가하는 기준은 여러 연구자로부터 다양한 형태로 제안되어 왔는데 (Hansen, 1963; Davisson, 1973; ASCE, 1997), 본 연구에서는 급속재하시험 결과 해석 시 가장 보편적으로 활용되는 ASCE(1997) 기준을 적용하였다(MLTMA, 2008). ASCE(1997) 허용지지력 평가방법은 Davisson(1973)의 방법을 수정한 것으로, 직경 600mm 미만의 말뚝의 경우 말뚝의 탄성침하량에 3.81mm+말뚝직경의 1%를 더한 값만큼 침하가 발생할 때의 하중을 극한지지력으로 정의하고, 여기에 안전율 2.0을 적용하여 허용지지력을 평가하는 방법이다. 각 시험조건 별로 평가된 허용지지력은 Table 2와 같으며, 말뚝 두부에서의 축방향 하중-침하곡선과 마찬가지로 시험말뚝의 근입심도가 깊어질수록 허용지지력 또한 증가하였다.

Table 2. Experimental allowable bearing resistance of the test pile

Test no.	Depth (m)	Allowable bearing resistance (kN)
1-1	3.5	150
1-2	4.5	260
1-3	5.5	333
1-4	6.5	461
1-5	7.5	579
1-6	8.5	588
1-7	9.5	647
1-8	10.5	706
2-1	8.5	207
2-2	9.5	296

### 3.2 허용주면지지력 및 허용선단지지력 평가

앞서 평가한 시험말뚝의 허용지지력은 주면지지력과 선단지지력의 합으로 나타난 것이다. 본 연구에서는 압입공법이 강관말뚝의 연직지지거동에 미치는 영향을 주면 및 선단부로 나눠 심도있게 분석하기 위하여, 시험말뚝의 측면에 부착된 변형율계의 계측값을 통해 하중전이분석을 수행하여 전체지지력을 주면지지력과 선단지지력으로 구분하였다. Fig. 5는 말뚝재하시험의 하중 단계에 따라 평가된 심도별 축하중분포의 예시이다(Test 1-8 및 Test 2-2).

심도별 축하중 분포곡선을 통해 시험말뚝의 심도별 단위주면지지력-변위곡선(이하 f-w곡선)을 도출하였다

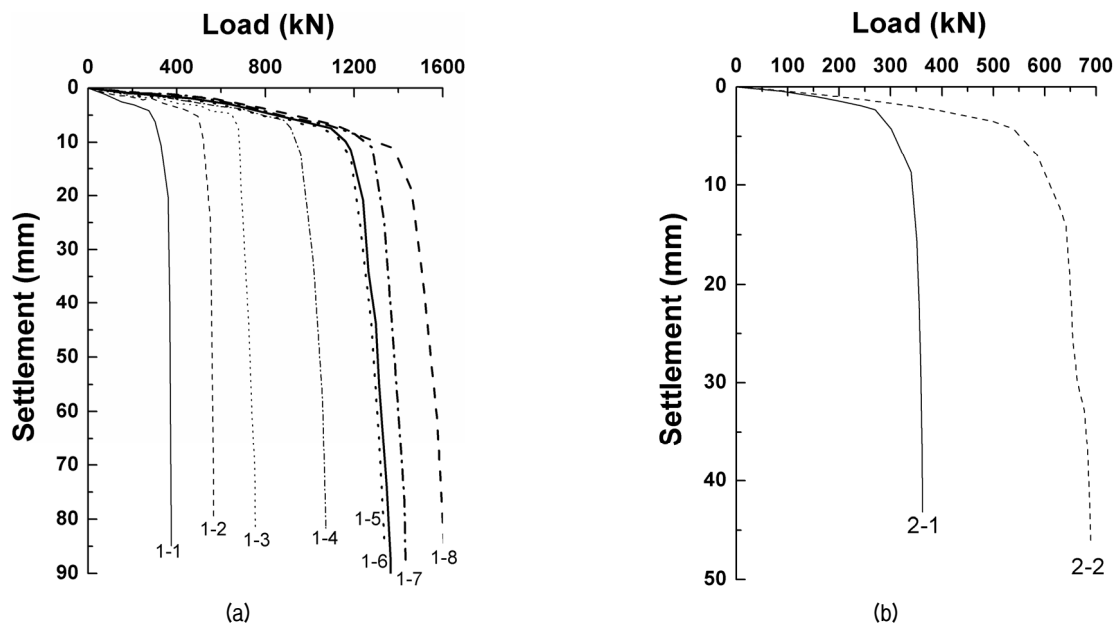


Fig. 4. Axial load-settlement curves at the pile head: (a) Site 1 and (b) Site 2

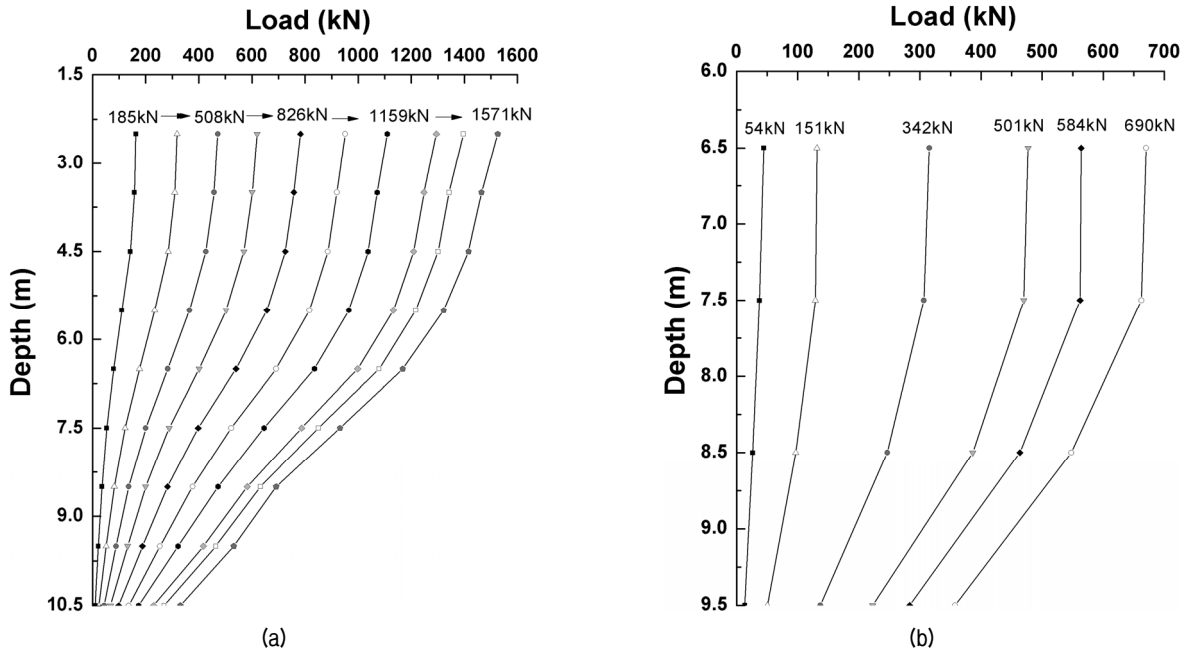


Fig. 5. Typical axial load distribution for the test pile: (a) Test 1-8 and (b) Test 2-2

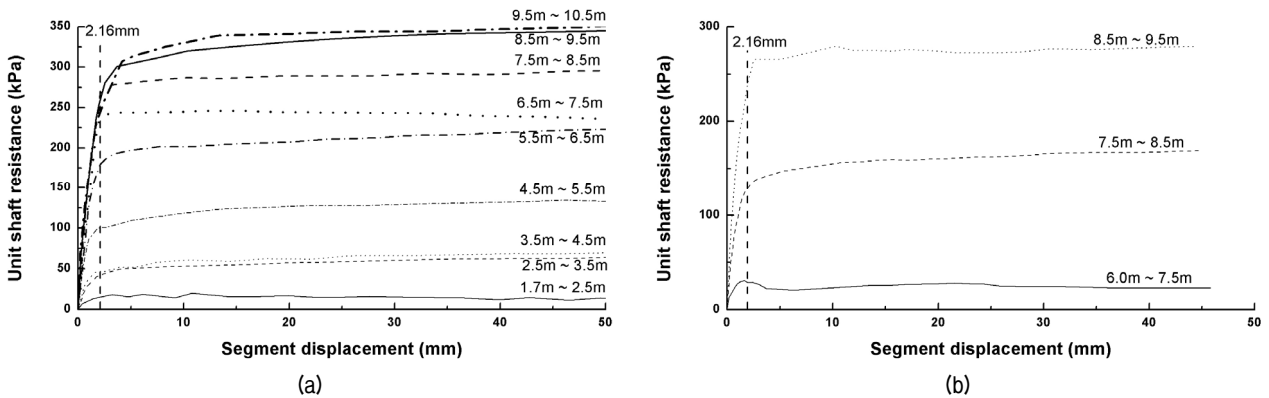


Fig. 6. Typical f-w curves of the test pile: (a) Test 1-8 and (b) Test 2-2

(Fig. 6 참고). FHWA(1999)에 따르면 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생할 때를 기준으로 극한주면지지력을 결정할 수 있다. 이에 따라 본 연구에서는 평가된 f-w곡선에서 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생했을 때를 극한주면지지력으로 결정하였다. 우선 시험말뚝에 변형율계가 부착된 위치를 중심으로 구간별 극한주면지지력(즉, 극한 단위주면마찰력)을 평가한 후, 이 값들을 더하여 시험말뚝 전체에 작용하는 극한주면지지력을 산정하였다. 여기에 안전율 2.0을 적용하여 허용주면지지력을 결정하였고, 허용선단지지력은 이를 Table 2에 나타난 전체지지력에서 뺀 값으로 산정하였다.

이상의 과정을 통해 평가된 허용주면지지력 및 허용선단지지력은 Table 3과 같다. 시험말뚝의 근입심도가

깊어질수록 주면면적이 증가하여 허용주면지지력이 증가하였다. 또한 근입심도가 증가함에 따라 허용선단지지력도 대체적으로 증가하는 경향을 보였지만, 앞서 언급한바와 같이 풍화암층에서는 심도에 따른 강도차이가 상대적으로 적기 때문에 시험말뚝의 선단이 풍화암층에 존재하는 경우(Test 1-5~Test 1-8)에는 선단지지력의 차이가 크지 않은 것으로 나타났다.

### 3.3 국내설계기준과의 비교분석

서울특별시 지반조사편람(Seoul, 2006) 및 구조물 기초 설계기준(KGS, 2009) 등의 국내설계기준에 따르면, Meyerhof(1976)가 항타말뚝을 대상으로 제안한 경험식

Table 3. Experimental allowable base and shaft resistances of the test pile

Test no.	Depth (m)	Allowable base resistance (kN)	Allowable shaft resistance (kN)
1-1	3.5	114	36
1-2	4.5	174	86
1-3	5.5	190	148
1-4	6.5	253	208
1-5	7.5	322	257
1-6	8.5	297	291
1-7	9.5	295	352
1-8	10.5	316	390
2-1	8.5	134	73
2-2	9.5	151	145

Table 4. Predicted allowable base and shaft resistances of the test pile (the error rates are given within the parentheses)

Test no.	Depth (m)	Allowable base resistance (kN)	Allowable shaft resistance (kN)
1-1	3.5	122.5 (7.5%)	22.7 (-36.8%)
1-2	4.5	131.0 (-24.7%)	40.8 (-52.6%)
1-3	5.5	132.4 (-30.3%)	57.3 (-61.3%)
1-4	6.5	156.0 (-38.3%)	70.6 (-66.1%)
1-5	7.5	147.9 (-54.1%)	90.5 (-64.8%)
1-6	8.5	140.8 (-52.6%)	111.3 (-61.8%)
1-7	9.5	133.9 (-54.6%)	132.1 (-62.5%)
1-8	10.5	127.7 (-59.6%)	152.8 (-60.8%)
2-1	8.5	146.3 (9.2%)	37.8 (-48.2%)
2-2	9.5	161.7 (7.1%)	61.9 (-57.3%)

을 통해 사질토 지반에 설치된 말뚝의 주면지지력 및 선단지지력을 산정할 수 있다(식 (1)~식 (4) 참고).

$$Q_b = mN'_{60}A_p \quad (1)$$

$$Q_s = n\overline{N}_{60}A_s \quad (2)$$

$$N'_{60} = C_N N_{60} \quad (3)$$

$$C_N = 0.771 \log \left( \frac{20}{0.0105 \sigma'_{vb}} \right) \quad (4)$$

여기서,  $Q_b$  및  $Q_s$ 는 주면 및 선단지지력(kN),  $A_p$  및  $A_s$ 는 말뚝의 선단면적 및 주면면적( $m^2$ ),  $m$ 은  $30(L/D) \leq 300$ ,  $L$  및  $D$ 는 말뚝의 길이 및 직경,  $n$ 은 2,  $N_{60}$  및  $\overline{N}_{60}$ 는 말뚝 선단부 지반 및 주면부 지반의 평균 SPT N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값),  $\sigma'_{vb}$ 는 말뚝 선단부 지반의 유효상재하중(kPa)을 의미한다. 또한  $mN'_{60} \leq 15,000kPa$

및  $n\overline{N}_{60} \leq 100kPa$ 의 기준을 두어 지지력 평가 시 적용되는 SPT N값의 상한을 50으로 제한하고 있다. 국내설계기준에 따르면, 식 (1)과 식 (2)를 더하여 말뚝의 극한 지지력을 산정한 뒤 안전율을 적용하여 허용지지력을 결정하게 된다. 압입공법 적용 시 말뚝의 연직지지력은 항타공법이 적용된 경우와 다르게 나타난다고 알려져 있지만(Lehane et al., 1993; Chow, 1995), 압입강관말뚝의 연직지지거동을 평가하기 위한 연구가 부족하여 항타말뚝을 대상으로 제안된 위의 지지력 평가방법을 차용하고 있는 실정이다.

본 연구에서는 말뚝재하시험을 통해 측정된 압입강관말뚝의 허용주면지지력 및 허용선단지지력을 국내설계기준에서 제시하는 지지력 평가방법으로 예측한 값과 비교분석하였다. 그 결과 Table 4에 나타낸바와 같이 항타말뚝을 대상으로 제안된 지지력 평가방법은 압입강관말뚝의 지지력을 대체적으로 과소평가하는 것으로 나타났으며, 허용주면지지력과 허용선단지지력을 각각 57.2% 및 33.8% 과소평가하였다. 시험말뚝의 근입심도가 증가할수록 지지력을 과소평가하는 경향이 명확하

게 나타났는데, 이는 국내설계기준에서 제시하는 지지력 평가방법에서 SPT N값을 최대 50으로 제한하고 있어 매우 단단한 풍화토층 및 풍화암층의 강도를 적절히 반영하지 못했기 때문으로 판단된다. 특히 허용선단지지력은 말뚝 선단이 위치한 층의 강도에 따라서만 결정되기 때문에 시험말뚝의 선단이 풍화암층에 존재하는 경우(Test 1-5~Test 1-8)의 평균오차(55.2%)와 풍화토층에 존재하는 경우의 평균오차(19.5%) 사이에 더욱 큰 차이를 보였다.

한편 허용주면지지력은 SPT N값이 50 이하인 심도까지만 근입된 경우에서도 측정값과 예측값에 비교적 큰 차이가 있는 것으로 나타났다. Heerema(1980)는 강관말뚝 관입 시 두부에 반복적으로 가해지는 하중에 의해 주변지반이 교란되고 주면지지력이 감소하는 현상을 *fatigue mechanism*이라고 정의한 바 있다. 압입공법이 항타공법에 비해 말뚝 두부에 가하는 하중의 반복횟수가 적어 *fatigue mechanism*에 의한 주면지지력 감소가 적게 나타나기 때문에(White and Lehane, 2004; Yang et al., 2006), 시험말뚝의 주면지지력이 예측값에 비해 항상 크게 나타난 것으로 판단된다.

이처럼 국내설계기준에 제시된 지지력 평가방법은 국내의 대표적 지층인 풍화대층에 압입 설치된 강관말뚝의 지지력을 적절히 평가하지 못했다. 이는 앞서 언급한 바와 같이 단단한 풍화대층의 강도 및 말뚝 압입 시 주변 지반에서 발견되는 *fatigue mechanism*을 적절히 반영하지 못했기 때문으로, 본 연구에서는 이상의 사항을 고려하여 기존 지지력 평가방법을 압입강관말뚝에 적합하도록 개선하였다

#### 4. 국내설계기준 개선을 통한 압입강관말뚝 연직 지지력 산정방법 제안

##### 4.1 SPT N값 상한 증가

국내설계기준에서는 말뚝의 주면지지력 및 선단지지력 산정 시, SPT N값의 상한을 50으로 제한하고 있어 단단한 풍화토 및 풍화암층의 강도를 적절히 반영하지 못하고 있는 것을 확인하였다. FHWA(1996)는 토사와 암반의 중간특성을 갖는 지반을 IGM(*Intermediate Geo-Material*)이라 명명하였고, FHWA(1999)에서는 IGM을 SPT N값이 50이상 100이하인 지반으로 분류한 바 있다. Lee 등(2006)과 Lee(2015)는 단단한 풍화토 및 풍화암을 IGM으로 보고 SPT N값의 상한을 기존의 50에서 100으로 증가시키는 경우, 풍화대층에 설치된 현장타설말뚝의 지지력을 보다 적절히 평가할 수 있음을 밝혔다. 이와 유사하게, 본 연구에서도 단단한 풍화토 및 풍화암을 IGM으로 보고 SPT N값이 50 이상인 경우 최대 100까지 선형 증가시켰다(예를 들어 50/15인 경우 100/30으로 상향하였다). 이후 국내설계기준에서 제시하는 방법(식 (1)~식 (4))에 적용하여 허용주면지지력 및 허용선단지지력을 산정한 뒤 Table 5에 나타났다.

그 결과, SPT N값의 상한을 100으로 증가시키는 경우 허용선단지지력 실험값과 예측값의 평균오차가 33.8%에서 13.6%로 감소하여 말뚝재하시험 결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다. 허용주면지지력 또한 실험값과 예측값의 평균오차가 57.2%에서 49.1%로 감소하였으나 여전히 상당한 차이를 보여, 말뚝의 압입효과를 고려하여 주면지지력 산정식을 개선할 필요가 있음

Table 5. Predicted allowable base and shaft resistances of the test pile (the upper bound of SPT N values is increased to 100, and the error rates are given within the parentheses)

Test no.	Depth (m)	Allowable base resistance (kN)	Allowable shaft resistance (kN)
1-1	3.5	122.5 (7.5%)	22.7 (-36.8%)
1-2	4.5	131.0 (-24.7%)	40.8 (-52.6%)
1-3	5.5	132.4 (-30.3%)	57.3 (-61.3%)
1-4	6.5	212.7 (-15.9%)	82.4 (-60.4%)
1-5	7.5	295.7 (-8.2%)	118.9 (-53.7%)
1-6	8.5	281.5 (-5.2%)	165.6 (-43.1%)
1-7	9.5	267.9 (-9.2%)	191.9 (-45.5%)
1-8	10.5	255.2 (-19.2%)	233.4 (-40.2%)
2-1	8.5	146.3 (9.2%)	41.2 (-43.5%)
2-2	9.5	161.7 (7.1%)	67.2 (-53.6%)



을 확인하였다. 또한 Table 3의 말뚝재하시험 결과와 비교하였을 때, SPT N값의 상한을 100으로 증가시키더라도 대부분의 선단 및 주면지지력의 예측값이 측정값에 비해 작게 산정되는 것을 확인하였다. 이는 SPT N값의 상한을 100으로 증가시키더라도 보수적인 설계를 유지하면서 보다 경제적인 설계가 가능하다는 것을 의미한다.

#### 4.2 압입효과를 고려한 주면지지력 산정식 개선

Coulomb의 friction law에 따르면 강관말뚝의 단위주면지지력( $f_{max} = Q_s/A_s$ )은 식 (5)와 같으며, 이때  $\sigma_{vs}'$ 는 말뚝 주면부 지반의 유효상재하중,  $K$  및  $\delta$ 는 횡방향 토압계수 및 말뚝-지반 마찰계수이다.  $K$  및  $\delta$ 는 지반조건과 말뚝조건(재료, 형상, 설치방법 등)에 따라 결정되는 값으로, 일반적으로 Burland(1973)의 연구에 따라 하나의 값  $\beta$ 로 결합하여 적용한다(식 (5) 참고).

$$f_{max} = K\sigma_{vs}' \tan\delta = \beta\sigma_{vs}' \quad (5)$$

$$f_{max} = n\overline{N}_{60} \quad (6)$$

Meyerhof(1976)는 보다 실무적인 관점에서 지반의 유효상재하중 대신 현장에서 쉽게 얻을 수 있는 SPT N값을 활용한 식 (6)을 제안하였다. 이때  $\beta$  대신  $n$ 을 통해 지반 및 말뚝조건에 영향을 고려하는데,  $n$ 에 항타말뚝을 대상으로 결정된 값 2를 대입하고 여기에 말뚝의 주면면적을 곱해 식 (2)와 같이 강관말뚝의 주면지지력을 산정한다.

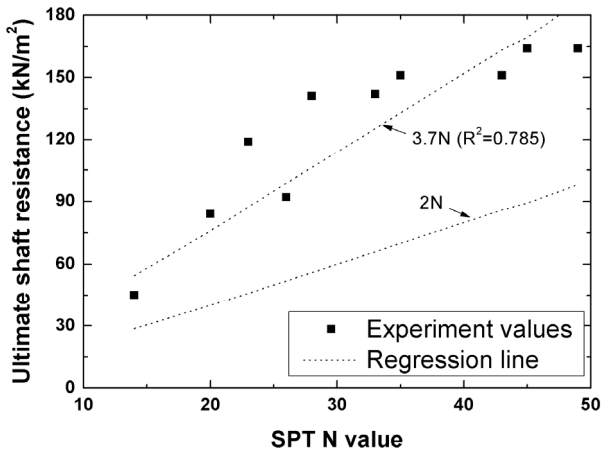


Fig. 7. Regression analysis of the parameter  $n$

앞서 언급한바와 같이, 압입공법은 항타공법에 비해 말뚝 두부에 가하는 하중의 반복횟수가 적어 fatigue mechanism에 의한 주면지지력 감소가 적게 나타난다고 알려져 있다(Table 4, 5 참고). 즉, 압입말뚝의 경우 식 (6)의  $n$ 에 항타말뚝을 대상으로 결정된 값(=2)보다 큰 값을 적용해야 하는 것이다. 이에 본 연구에서는 Fig. 7과 같이, 재하시험으로 평가된 단위주면지지력( $f_{max}$ )과  $\overline{N}_{60}$ 을 식 (6)을 통해 회귀분석하였으며, 이에 따라 가장 높은 상관성을 보이는  $n=3.7$ 을 압입강관말뚝의 경험적 계수로 제안하였다.

SPT N값의 상한을 100으로 증가시킨 뒤, 제안된  $n$ 값(=3.7)을 식 (2)에 대입하여 허용주면지지력을 다시 산정한 결과를 Table 6에 나타냈다. 그 결과, 허용주면지지력의 실험값과 예측값의 평균오차가 13.4%로 말뚝재하시험 결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났다. 그러나 허용주면지지력을 항상 과소평가했던 기존 지지력 산정식과 달리, 일부(Test 1-1과 Test 1-8)에서 10% 이상 과대평가하는 경향이 나타나 추가 연구를 통한 보완이 필요할 것으로 판단된다.

최종적으로, 본 연구에서 제안된 방법(SPT N값의 상한 증가 및 개선된 주면지지력 산정식)을 통해 예측한 시험말뚝의 연직지지력과 말뚝재하시험 결과를 비교하였다. 그 결과 Fig. 8과 같이, 본 연구에서 제안된 방법을 통해 압입강관말뚝의 연직지지력을 비교적 정확히 예측할 수 있음을 확인하였다. 단, 본 연구의 결과는 제한된 조건에서 수행된 말뚝재하시험을 통해 도출된 것으로서 실제 설계에 적용 시 보수적이지 않은 결과를 유발할 수 있다(Table 6 참고). 따라서 일반적인 경우에 적용하기 위해서는 보다 다양한 조건에서 추가시험을

Table 6. Predicted allowable shaft resistances of the test pile using proposed  $n$  value (=3.7)

Test no.	Depth (m)	Allowable shaft resistance (kN)
1-1	3.5	42.1 (16.8%)
1-2	4.5	75.4 (-12.3%)
1-3	5.5	106.0 (-28.4%)
1-4	6.5	152.5 (-26.7%)
1-5	7.5	220.0 (-14.4%)
1-6	8.5	306.3 (5.3%)
1-7	9.5	354.9 (0.8%)
1-8	10.5	431.8 (10.7%)
2-1	8.5	76.3 (4.5%)
2-2	9.5	124.5 (-14.2%)

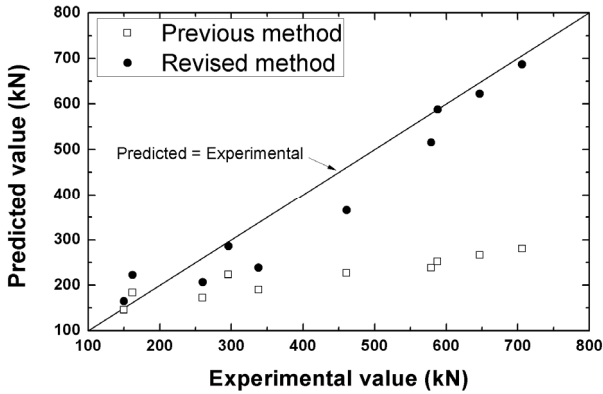


Fig. 8. Comparison between experimental values and predicted values

수행하여 이를 검증 및 보완하는 과정이 필요하다고 판단된다.

## 5. 결론

본 연구에서는 압입강관말뚝의 연직지지거동 및 연직지지력을 평가하기 위하여 말뚝재하시험을 수행하였다. 도심지의 리모델링 및 수직증축 공사현장에 실제 적용되고 있는 강관말뚝을 국내의 대표적인 지반인 풍화토 및 풍화암층에 압입시켜 설치한 뒤 급속재하시험을 수행하며 주면 및 선단지지거동을 분석하였고, 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 압입강관말뚝의 주면지지력 및 선단지지력은 말뚝의 근입심도가 깊어질수록 증가하였다. 이는 근입심도가 깊어질수록 주면면적이 증가하고 말뚝이 설치된 풍화토 및 풍화암층의 강도도 점차 커지기 때문이다. 다만 풍화암층에서는 심도에 따른 강도차이가 상대적으로 적어, 말뚝 선단이 풍화암층에 존재하는 경우 근입심도 증가에 따른 선단지지력 차이가 다소 적게 나타났다.
- (2) 항타말뚝을 대상으로 제안되어 국내설계기준에서 추천하는 말뚝 지지력 평가방법은 압입강관말뚝의 주면 및 선단지지력을 각각 57.2% 및 33.8% 과소평가하는 것으로 나타났다. 특히 말뚝의 근입심도가 증가할수록 지지력의 과소평가 경향이 명확하게 나타났다는데, 이는 국내설계기준에서 제시하는 지지력 평가방법에서 SPT N값을 최대 50으로 제한하고 있어 매우 단단한 풍화토층 및 풍화암층의 강도를 적절히 반영하지 못했기 때문으로 판단된다.

- (3) 말뚝이 SPT N값 50 이하인 층에만 근입된 경우, 연직지지력의 측정값과 예측값의 차이는 선단부에 비해 주면부에서 두드러지게 나타났다. 이는 압입공법이 항타공법에 비해 말뚝 설치 시 두부에 가하는 하중의 반복횟수가 적어 fatigue mechanism에 의한 주면지지력 감소가 적게 나타나기 때문에, 압입강관말뚝의 주면지지력이 예측값에 비해 크게 발현된 것으로 판단된다.
- (4) IGM 기준을 차용하여 단단한 풍화토 및 풍화암의 SPT N값 상한을 100으로 증가시키고, 말뚝의 압입 효과를 고려하여 항타말뚝을 대상으로 제안된 지지력 평가식을 개선하였다. 개선된 지지력 평가방법으로 산정된 연직지지력과 말뚝재하시험 결과를 비교한 결과 주면 및 선단지지력의 오차가 각각 13.4% 및 13.6%로 감소하여, 본 연구에서 제안된 방법을 통해 압입강관말뚝을 비교적 정확히 평가할 수 있음을 확인하였다.

본 연구결과는 국내의 대표적인 풍화대층에 압입 설치된 강관말뚝의 연직지지거동 및 연직지지력을 예측하는데 활용될 수 있을 것이라 기대된다. 다만 본 연구에서 제안한 방법을 통해 예측된 지지력이 시험결과보다 다소 크게 산정되는 경우가 있어, 보다 일반적인 경우에 적용하기 위해서는 다양한 조건에서 추가시험을 수행하여 이를 보완 및 검증하는 과정이 필요하다고 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 국토교통과학기술진흥원 주거환경연구사업 중 “저비용·고효율의 노후 공동주택 수직증축 리모델링 기술개발 및 실증” 과제의 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사를 드립니다.

## 참고문헌 (References)

1. ASCE 20-96 (1997), Standard Guideline for the Design and Installation of Pile Foundations, American Society of Civil Engineers.
2. ASTM D 1143-81 (1981), Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load, American Society for Testing and Materials.
3. Burland, J.B. (1973), “Shaft Friction of Piles in Clay: A Simple Fundamental Approach”, *Ground Engineering*, Vol.6, No.3, pp. 30-42.

4. Chow, F.C. (1995), "Field Measurements of Stress Interactions between Piles in Sand", *Ground Engineering*, Vol.28, No.6, pp. 36-40.
5. Chow, F.C. (1997), *Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations*, PhD thesis, Imperial College, University of London.
6. Davisson, M.T. (1973), "High Capacity of Piles", *Proceedings of Lecture Series on Innovation in Foundation Construction*, Illinois section, Chicago, pp.81-112.
7. Fellenius, B.H. (1990), *Guidelines for the interpretation and analysis of the static loading test*, Deep Foundation Institute, pp.4-7.
8. FHWA (1996), Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials, Publication No. FHWA-RD-95-172, Federal Highway Administration.
9. FHWA (1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration.
10. Hansen, B.J. (1963), "Discussion on Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive Soils", *J. of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.89, No.SM4, pp.241-242.
11. Heerema, E.P. (1980), "Predicting Pile Driveability: Heather as an Illustration of the Friction Fatigue Theory", *Ground Engineering*, Vol.13, pp.15-37.
12. KGS (2009), Standard Guideline for the Design of Foundation Structures, Korean Geotechnical Society (in Korean).
13. Kim, S.R., Chung, S.G., and Dzung, N.T., "Determination of True Resistance from Load Transfer Test Performed on a PHC Pile", *J. of the Korean Geotechnical Society*, Vol.22, No.11, pp.113-122 (in Korean).
14. KOSA (2005), Guideline for the Design and Installation of Steel Pipe Pile, Korea Iron & Steel Association (in Korean).
15. Kwon, O.S. (1998), *Experimental study on the shear strength and deformation characteristics of weathered soil*, PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Seoul National University (in Korean).
16. Lee, S.H. (2015), *Systematization for evaluating ultimate bearing capacity of drilled shaft socketed in weathered zone*, Master thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Seoul National University.
17. Lee, S.G. (1993), "Weathering of Granite", *J. of the Geological Society of Korea*, Vol.29, No.4, pp.369-413.
18. Lee, J.H., Kim, W.C., Seo, D.D., and Nam, H.W. (2006), "Case Study on Design of Axially Loaded Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials(II)", *Journal of Korea Geo-Environmental Society*, Vol.7, No.1, pp.19-28 (in Korean).
19. Lehane, B.M. (1992), *Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles*, PhD thesis, Imperial College, University of London.
20. Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J., and Frank, R. (1993), "Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests", *ASCE J. of Geotechnical Engineering*, Vol.119, No.GT1, pp.19-35.
21. MLTMA (2008), Determination of Resistance Factors for Foundation Structure Design by LRFD, Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs (in Korean).
22. Meyerhof, G.G. (1976), "Bearing Capacity and Settlements of Pile Foundations", *J. of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.102, No.GT3, pp.197-228.
23. Seoul (2006), Standard Guideline for the Site Exploration, Seoul Metropolitan Government (in Korean).
24. Vesic, A.S. (1970), "Test on Instrumented Piles, Ogeechee River Site", *J. of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM2, pp. 561-584.
25. White, D.J. and Lehane, B.M. (2004), "Friction Fatigue on Displacement Piles in Sand", *Geotechnique*, Vol.54, No.10, pp.645-658.
26. Yang, J. and Li, X.S. (2004), "State-dependent Strength of Sands from the Perspective of Unified Modeling", *J. of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.2, pp. 186-198.
27. Yang, J., Tham, L.G., Lee, P.K.K., Chan, S.T., and Yu, F. (2006), "Behavior of Jacked and Driven Piles in Sandy Soil", *Geotechnique*, Vol.56, No.4, pp.245-259.

Received : June 1<sup>st</sup>, 2018

Revised : June 19<sup>th</sup>, 2018

Accepted : June 20<sup>th</sup>, 2018