

현장 축소모형 말뚝 시험을 이용한 선단지지력 예측

Evaluation of Point Bearing Capacity using Field Model Pile Test

이창호* · 이우진** · 정훈준*** · 한신인****

Lee, Chang-Ho · Lee, Woo-jin · Jeong, Hun-Jun · Han, Shin-In

Abstract

In many practical cases, design methods of pile have been used mainly semi empirical bearing capacity equations. It can be done that confirmation of pile bearing capacities through using of dynamic and static tests during constructing or after constructions. If a prediction of layered point pile bearing capacity could be done through simple tests during field investigation, it could be done that more reliable design of pile than a prediction of using semi empirical equations or static formulations.

This paper suggests a method to estimated point bearing capacity during in-situ investigation by using the dynamic rod model pile and verifies the point bearing capacity compare with results of static pile load tests. From test results, the unit ultimate point bearing capacities are relatively similar through a dynamic rod model pile tests and static pile load tests. The unit ultimate point bearing capacity by using N value is shown about 50 % value of measured unit ultimate point bearing capacity from field test result and the prediction of the unit ultimate point bearing capacity by using N value is shown very conservative, illogical and uneconomical pile designs.

Keywords : Pile, Point bearing capacity, Load test, Small scale test pile, Dynamic pile load test

요 지

현재까지 많은 경우 아직도 실무에서의 말뚝 설계는 주로 경험적 지지력공식만을 이용하고 있다. 시공 후 말뚝의 지지력 확인은 품질관리 차원에서 실시하는 동적시험 및 정적시험 등을 통하여 가능하나 이는 시공 중 또는 시공 후에만 가능하다. 지반 조사단계에서 간단한 시험을 통하여 각 지층별로 말뚝의 선단지지력을 예측할 수 있다면 경험식이나 정적공식에 의한 예측보다 신뢰성 있는 말뚝의 설계가 가능할 것이다.

본 연구에서는 지반조사 단계에서 실시 가능한 간단한 막대형 축소모형말뚝에 대한 동적시험으로부터 실제 말뚝 지지층의 선단지지력 예측 시험법을 제시하고 정재하시험과의 비교를 통하여 예측된 선단지지력을 검증하였다. 시험 결과 축소모형말뚝시험과 정재하시험을 통해 예측된 단위극한선단지지력은 유사한 값을 보였으며, N값에 의해 예측된 단위극한선단지지력은 현장시험에 의해 측정된 단위극한선단지지력의 약 50%정도로 N값에 의한 지지력의 예측은 매우 보수적인 설계로 비합리적이며 비경제적인 말뚝설계가 됨을 알 수 있었다.

주요어 : 말뚝, 선단지지력, 재하시험, 모형말뚝시험, 동재하시험

* 비회원 · 고려대학교 사회환경시스템공학과 박사과정

** 정회원 · 고려대학교 사회환경시스템공학과 부교수

*** 비회원 · GENC ENG(주) 연구소장

**** 비회원 · (주)서영엔지니어링 지반터널설계실 부장

1. 서 론

역사적으로 볼 때 말뚝 기초는 적어도 2000년 이상의 역사를 가지고 있는 가장 오래된 기초 공법 중 하나이다. 19세기 말까지는 대부분 목재 말뚝이 사용되었으며 목재의 재질, 길이 및 항타 기술의 한계 등으로 인하여 말뚝기초의 적용에 많은 제한을 받았다. 이 후 철강, 철근콘크리트, PS 콘크리트 및 합성 재료 말뚝 등 말뚝 재료·치수의 다양화 및 대용량 크레인의 개발과 항타 장비의 개발 등 항타 기술의 발달로 말뚝기초의 대형화, 장대화를 가능하게 하여 말뚝기초 발전의 기틀이 되었다.

말뚝기초 설치의 궁극적 목표는 축조되는 상부 구조물에 대한 지지력 확보이며 시공기술의 향상과 더불어 말뚝의 지지력을 이론적으로 규명하려는 노력이 계속되어 왔으나 많은 이론적, 실험적 연구 노력에도 불구하고 말뚝지지력에 대한 이해는 아직도 상당한 불확실성을 가지고 있으며 많은 경우 아직도 실무에서는 단순히 경험적 지지력공식만을 가지고 말뚝을 설계하는 실정이다. 말뚝의 지지력 확인은 품질관리 차원에서 실시하는 동적시험 및 정적시험 등을 통하여 가능하나 이는 시공 중에만 가능하다. 지반 조사단계에서 간단한 시험을 통하여 각 지층별로 말뚝의 선단지지력을 예측할 수 있다면 경험식이나 정적공식에 의한 예측보다 신뢰성 있는 말뚝의 설계가 가능할 것이다.

본 연구에서는 지반조사단계에서 실시할 수 있는 간단한 축소모형말뚝의 동적 시험을 통하여 실제 말뚝지지층의 선단지지력을 예측할 수 있는 간편 시험법을 제시하고 정재하 시험과의 비교를 통하여 예측된 선단지지력을 검증하였다.

2. 말뚝기초 설계개념 및 지지력 예측법

표 1(최용규, 1999)에 의하면 말뚝 지지력 산정 시 AASHTO 시방서(1996)와 NAVFAC DM-7.2(1982)에서는 시험말뚝에 의한 말뚝재하시험을 반드시 수행하여 극한지지력을 구하도록 추천하고 있으며, 일본도로교시방서(1990), 구조물기초 설계기준(1997), 도로교시방서(2005)에서는 지지력 공식이나 말뚝재하시험에 의하여 극한지지력을 구하도록 추천하고 있다. 그러나 국내의 경우 설계단계에서 재하시험을 실시하는 경우는 거의 없다. 실무에서는 대부분 N치를 이용한 반경험적 공식을 사용하여 예비추정설계를 하고 있어 말뚝기초에 대한 최적설계가 이루어지지 않을 뿐 아니라 무분별하게 선단지지말뚝으로 과다설계가 이루어

지고 있는 실정이다.

말뚝의 극한 지지력은 말뚝선단부에 전달되는 하중과 흙-말뚝 주면의 마찰력의 합으로 나타나며 다음 식 (1)과 같이 개념적으로 나타낼 수 있다.

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p = f_s A_s + q_p A_p \quad (1)$$

여기서, A_s 와 A_p 는 각각 말뚝의 주면 면적과 말뚝 선단의 유효단면적을 나타낸다. f_s 와 q_p 는 각각 응력 단위의 단위면적당 극한 주면마찰과 단위면적당 극한 선단지지력이다.

말뚝기초의 지지력 측정 및 추정 방법으로 실험적 방법에 의한 측정법인 정적재하, 항타분석기시험, 정동적재하 등이 있으며, 추정법인 파동방정식에 기초한 WEAP, 동적공식 및 정적공식 등이 있다. 신뢰도적 측면에서는 시험수행과정이나 시험결과 해석에 약간의 불확실성이 있으나 말뚝재하시험에 의한 방법이 가장 신뢰도가 높은 것으로 알려져 있으며, 추정에 의한 방법들은 불확실성이 커서 신뢰도가 낮은 실정이다.

미육군공병단과 ASSHTO의 경우 지지력추정방법의 신뢰도와 하중 조건에 따라 각기 다른 안전율을 적용하여 허용 지지력을 결정하도록 하며 주면마찰력과 선단지지력의 발휘 메카니즘이 다르므로 각각의 안전율을 다르게 적용하는 부분안전율(Partial factor of safety) 개념도 사용한다.

선단지지력의 경우 실무에서 주로 사용하고 있는 N치를 이용한 반경험적 방법을 사용할 경우 동일한 지지층에서 단위면적당 선단지지력은 매우 보수적인 일정한 값으로 추정된다. 그러나 단위면적당 극한 선단지지력(q_p)의 경우 동일한 지층 내에서도 풍화정도, RQD 등에 따라 다른 양상을 보이므로 말뚝 선단 예상 위치의 적절한 선단지지력 산정을 위한 모델 시험 등이 필요하다.

표 1. 외국 및 국내의 시방서들에 채용된 지지력과 관련된 설계개념(최용규, 1999)

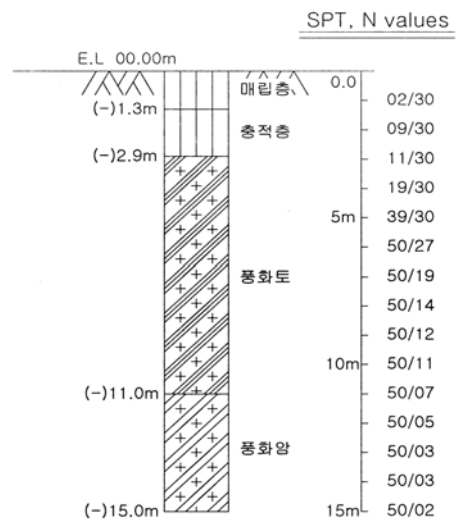
AASHTO (1996) (1997)	<ul style="list-style-type: none"> 설계단계에서 시험말뚝 재하시험 수행 시공단계에서도 시험말뚝에 대한 시공기준설정시험 및 재하시험 수행 하중전이측정 포함 	<ul style="list-style-type: none"> 시험 말뚝 결과를 활용한 설계 지지력계산공식 이용, 계산 	<ul style="list-style-type: none"> 항타말뚝 : <ul style="list-style-type: none"> 정역학적 지지력공식 현장경험공식 (CPT, SPT, PMT 등)
NAVFAC DM-7.2 (1982)	<ul style="list-style-type: none"> 시공초기 단계에 수행 설계단계에서 정한 크기의 시험말뚝 시공, 재하시험 수행 하중전이해석 수행 	<ul style="list-style-type: none"> 말뚝재하시험에 의한 결과 	<ul style="list-style-type: none"> 정역학적 지지력공식 현장시험(SPT, CPT, PMT 등) 결과에 의한 경험적 공식 빌딩코드 요구조건과 국지적인 경험 실물크기 말뚝재하시험 동적항타저항
일본도로교 시방서 (1990)	<ul style="list-style-type: none"> 설계단계에서 시험말뚝 재하시험 수행 가능 말뚝시공에 즈음하여 사전 시험공사 수행을 원칙 	<ul style="list-style-type: none"> 지지력 공식 및 연직재하시험의 결과 이용 	<ul style="list-style-type: none"> 정역학적 지지력공식 말뚝재하시험
구조물 기초설계기준 (1997)	<ul style="list-style-type: none"> 설계단계에서 시험말뚝 재하시험 수행가능 	<ul style="list-style-type: none"> 재하시험 결과 이용 	<ul style="list-style-type: none"> 정역학적 지지력 공식 현장시험 결과에 의한 경험공식 동역학적 항타공식 재하시험-동적, 정적 기존자료에 의한 추정
도로교 표준시방서 (1996)	<ul style="list-style-type: none"> 설계단계에서 시험말뚝 재하시험 수행가능 시공에 있어 미리 시험말뚝 시공을 원칙으로 함 	<ul style="list-style-type: none"> 지지력 공식 및 연직재하시험의 결과 이용 	<ul style="list-style-type: none"> 극한지지력 추정식 ※ N치에 의한 방법제시 연직재하시험
도로교 표준시방서 개정안 (1999)	<ul style="list-style-type: none"> 일정규모이상의 교량공사에서 수행 실물크기 또는 축소말뚝에 대한 정재하 시험 하중전이 측정 설계단계에서 수행 곤란할 경우 시공 초기 실시 가능 	<ul style="list-style-type: none"> 시험말뚝에 대한 연직재하시험 수행 후 결정(신뢰도 높음) 재하시험이 곤란할 경우 정역학적 지지력 공식에 의한 추정 가능 	<ul style="list-style-type: none"> 말뚝재하시험 정역학적 지지력 공식

3. 현장 지반 조건, 장비 및 결과

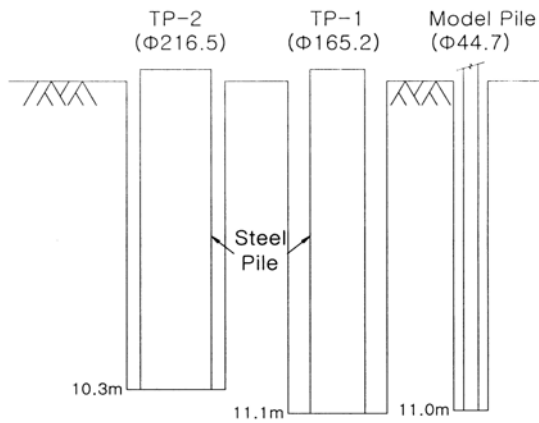
3.1 지반조건 및 시험 장비

현장시험은 경기도 이천 지역에서 시행되었으며 지반조건은 화강암을 모암으로 하는 풍화잔류토층이 주를 이루며 그림 1에 나타난 바와 같이 지표로부터 매립층, 충적층, 풍화토 및 풍화암층으로 구성 되어 있다. 시험 대상지반인 풍화토 및 풍화암의 지반 물성치 추정을 위하여 공내재하시험 (E.L -6.0m, E.L -12.0m) 및 공내전단시험 (E.L -7.0m, E.L -13.0m) 등의 현장 시험 및 교란 시료에 대한 실내 시험을 실시하였으며 기존 지반조사 보고서, 각종 문헌자료와 비교 분석을 통하여 추정된 지반물성치를 요약하면 표 2와 같다. 깊이별 풍화암의 지지력 확인을 위하여 현장 축소 모형 말뚝의 동적 시험을 1.0m 깊이로 E.L -8.0m~E.L -13.0m 까지 실시하였으며 동적 모형말뚝 시험에서 측정된 지지력을 확인하기 위하여 2개의 확인말뚝에 대한 정재하시험을 실시하였다. 현장 시험은 공간적인 변화를 줄이기 위해

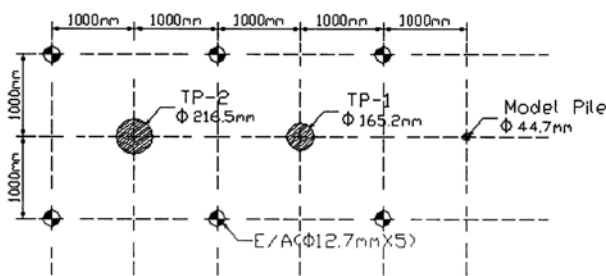
동일지역에서 모형 말뚝 시험과 정재하시험 공 사이 이격 거리를 2.0m정도로 시행하였고, 그림 1은 모형말뚝 시추 조사 결과 및 현장시험 개요도를 보여준다.



(a) 시추조사 결과



(b) 현장시험 단면도



(c) 현장 시험 평면도

그림 1. 시추결과 및 시험 개요도

표 2. 시험 대상 지반 물성치

지반층	단위중량 (ton/m^3)	점착력 (ton/m^2)	내부마찰각 (Deg.)	변형계수 (ton/m^2)	포아송비
풍화토	1.9	1.7	31	4,500	0.31
풍화암	2.0	3.0	32	20,000	0.30

표 3. 시험 말뚝 재원

구분	종류	두께 (mm)	단면적 (m^2)	천공직경 (mm)	비 고
Φ 44.7	모형말뚝 (AW)	-	0.00157	Φ 76.0	동적시험
Φ 165.2	강관	4.5	0.02143	Φ 300.0	정재하시험
Φ 216.5	(KS D 3507)	5.5	0.03681	Φ 300.0	정재하시험

본 연구에서의 모든 시험은 매입말뚝의 지지력측정이 아닌 지지층 위에 거치 된 말뚝의 선단지지력만을 측정하기 위한 시험이므로 소정의 심도까지 모형말뚝의 경우 시추조사기의 드릴 비트를, 확인 말뚝의 경우 Φ 300mm의 오거를 이

용하여 선굴착 후 말뚝을 거치하여 실시하였다. 표 3에서 나타난 것처럼 시험 말뚝의 직경은 선굴착 직경 300mm보다 작으며 굴착공 내 벽면과 말뚝 주변과의 분리를 시험 전 육안에 의해 확인하였다.

축소 모형 말뚝은 일반적으로 지반조사 시 많이 이용되는 AW 룯드에 선단을 제작한 마개(Cap)로 막아서 만든 폐단(Closed-ended)형 강관 파일의 형태이며 동재하시험을 위한 타격은 표준관입시험 장비를 이용하여 표준관입시험 방법(KS F2318)과 동일하게 실시하였다. 타격에너지는 국내에서 사용되고 있는 63.5kg 해머와 76cm의 낙하고를 기준으로 4826kg·cm 이다. 동재하시험과 동일하게 힘과 속도의 측정은 편타를 줄이기 위해 180° 방향으로 2개의 스트레인 게이지(Foil Type)와 2개의 가속도계(Piezoresistive Type)가 장착된 말뚝 선단부의 드릴 룯드에서 이루어지며 측정된 변형율은 향타분석기(PDA)로 연결되어 단면적과 룯드 재료의 계수를 곱하여 힘으로 계산되며 측정된 가속도는 수치적분에 의해 속도(Particle Velocity)로 변환된다. 향타분석기(PDA)는 각 타격 당 축력과 속도를 측정하고, 최대압축응력, 최대인장응력, 타격에너지 등을 포함하는 40여개의 항목을 즉시 계산한다.

지지력 확인을 위하여 선단부를 용접으로 막은 폐단형의 강관(KS D3507)으로 각각 직경 165.2mm, 두께 4.5mm 및 직경 216.5mm, 두께 5.5mm를 가지는 2개의 말뚝으로 Φ 300mm의 오거를 이용하여 선굴착 후 말뚝을 지지력층에 거치하여 확인 정재하시험을 실시하였다. 정재하시험의 하중을 재하하기 위하여 사용된 앵커는 P.C STRAND Φ 12.7mm × 5(KS D7002, KS D3505)로 풍화암에 5.0m 이상 관입하여 정착하였으며 반력빔과 유압잭을 이용하여 말뚝머리에 하중을 작용시켰다. 정재하시험에는 표준재하방법, 급속재하방법, 하중 증가 평형 시험방법, 일정 침하율 시험방법 및 반복 하중 재하 방법 등이 있으나, 대략 2 ~ 5 시간 이내에 전 시험과정을 마쳐야하는 현장 시험 여건 상 재하하중단계를 설계하중의 10% 내지 15%로 정하고 각 하중단계의 재하간격을 2.5분 내지 15분으로 재하하는 급속재하 시험방법을 사용하였다.

3.3 축소모형말뚝(AW) 시험결과

측정된 향타분석기 데이터 중 CASE 방법에 의한 지지력은 간이계산방법에 의한 개략적인 지지력이므로 보다 정확한 지지력의 성분과 크기를 분석하기 위해 CAPWAP(Case File Wave Analysis Program) 해석을 수행하였다.

CAPWAP은 Case Western Reserve University에서 Rausche(1970)에 의해 최초로 개발되었으며 항타분석기로부터 얻어진 힘과 속도를 이용, 말뚝에 작용하는 힘과 말뚝의 변위를 정량화하여 시행착오법에 의한 신호 파형분석 과정을 통해 말뚝의 경계조건 즉, 말뚝의 지지력, 지반 저항력의 분포, 케이크 및 감쇠 특성을 결정하는 방법이다.

정확한 CAPWAP 해석을 위하여 양질의 타격 데이터를 선택하여 파동방정식 해석의 경우와 같이 말뚝을 응력파의 이동시간이 동일한 연속적인 요소로 모델링한 후 가정된 경계조건을 사용하여 프로그램에 의해 계산된 파형이 항타분석기에 의해 실측된 파형과 최대한 일치될 때까지 경계조건을 바꾸어 가며 반복 계산하였다. 계산된 파와 실측된 파를 일치시키기 위한 반복 작업 시 조정되는 경계조건 중 대표적인 것은 케이크(Quake), 제하 케이크(Unloading Quake), 흙 및 말뚝의 감쇠계수, 제하하중 수준 (Unloading Level), 반복하중재하 수준(Reloading Level), 주면/선단 저항력, 지반 저항력의 분포 등이다.

CAPWAP 해석에 의한 결과를 그림 2 및 표 4에 나타내었다. 대표적 측정 파형을 분석하여 보면 해머의 타격에 의한 충격파가 룯드에 전달되어 힘과 속도는 증가하며 선단부에서 반사된 압축파가 말뚝 두부의 측정점에 도달하는 시간 $2L/c$ 지점까지(여기서 L : 말뚝 길이, c : 파속) 힘(F)와 파속(ZV , 여기서 Z : 임피던스)의 분리없이 비례성의 원리가 성립한다. 이는 굴착으로 인하여 주면마찰이 거의 없는 전형적인 선단지지말뚝 동재하시험 파형의 특징을 보여준다. CAPWAP 해석 결과 타격에 의한 모형말뚝 관입으로 인한 하중-침하곡선 분석에 의한 전체지지력 4.0 ton으로 해석되었다. 총 지지력 중 약 1.0ton의 주면 마찰력이 발생하는 것으로 해석되었으나 이것은 타격에 의한 축소말뚝의 관입으로 발생한 것으로 추정되며 실험 목적 상 3.0ton의 선단 지지력부분만을 지지력으로 산정하였다.

표 4. CAPWAP 해석에 의한 축소모형말뚝의 지지력 예측

	EMX (ton)	CSX (kg/cm ²)	관입량 (mm/blow)	전체 극한 지지력 (ton)	선단 극한 지지력 (ton)	단위선단 극한지지력 (q _u , ton/m ²)	비고
축소 모형말뚝	0.019	864	0.7	4.0	3.0	1911.6	심도 11.0m

3.4 시험결과의 비교분석

그림 1의 시험개요도에 나타난 바와 같이 축소모형 말뚝을 통해 측정된 지지력을 검증하기 위한 확인말뚝의 정재하 시험의 실험 심도는 실험적 오차를 줄이기 위해 축소모형 말뚝과 유사한 심도에서 실시되었으며 시험공간의 간격을 2m 이내로 유지하여 지반조건의 공간적 변화를 최소화 하였다. 일반적으로 말뚝의 지지력 측정 시 축하중 계측장치를 설치하여 하중전이측정을 수행하고, 전체 지지력에서 주면마찰력을 분리하여 선단지지력을 추정해야하나 본 시험에서는 전술한 바와 같이 시험 말뚝의 직경은 선굴착 직경 300mm 보다 작으며 굴착공 내 벽면과 말뚝 주변과의 분리를 시험 전 육안에 의해 확인하여 주면마찰력의 발생을 최소화 하였다. 또한 정재하시험 시 재하하중에 의한 말뚝의 최종 관입량은 $\Phi 216.5\text{mm}$ 말뚝의 경우 약 60mm 정도로 말뚝 관입으로 인해 발생하는 주면마찰력이 전체지지력에 미치는 영향이 적을 것으로 판단된다.

정재하시험 결과 얻어진 하중-침하 곡선 및 극한 지지력을 산정하는 가장 대표적인 방법인 P-S 방법으로 계산된 선단 극한지지력을 그림 3에 나타내었다. 그림 3에 보이는 바와 같이 선단극한지지력은 $\Phi 165.2\text{mm}$ 말뚝의 경우 42.7ton, $\Phi 216.5\text{mm}$ 말뚝의 경우 68.9ton로 측정되었다. 또한, 확인 말뚝에 대한 정재하시험의 결과를 P-S 방법, LogP-

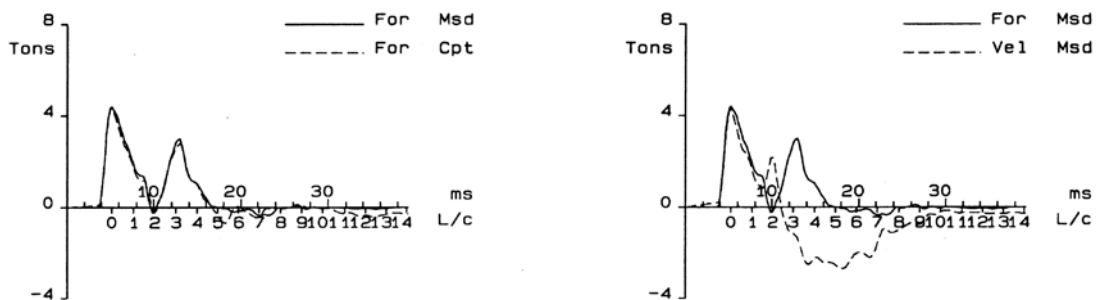


그림 2. CAPWAP 해석에 의한 파형분석 결과

LogS 방법, S-log(t) 방법 등 여러 가지 방법으로 분석하여 표 5에 나타내었다.

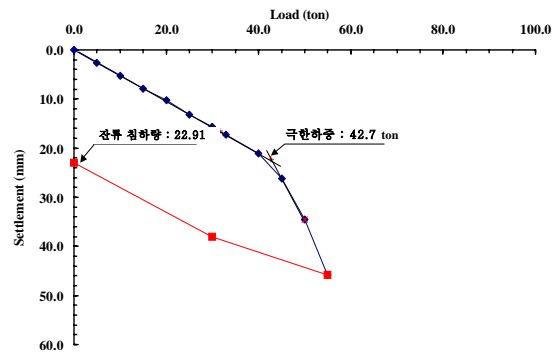
표 4과 표 5에 나타낸 바와 같이 축소모형 말뚝 및 2개의 확인 시험 말뚝의 선단극한지지력을 각 말뚝의 면적으로 나눈 단위선단극한지지력으로 표현했을 때 축소모형 말뚝의 경우 1911.6 ton/m², Φ165.2mm 말뚝의 경우 평균 1985.9 ton/m², Φ216.5mm 말뚝의 경우 1891.7 ton/m²로 각 말뚝의 단위선단극한지지력은 유사한 것으로 측정되었다. 일반적으로 재하판의 크기에 따라 영향 영역구근(Stress Bulb)의 크기가 달라져 지지력의 크기효과(Scale Effect)가 나타나나 이것은 재하판 아래의 지지층이 깊이에 따라 변하는 경우이다. 본 시험의 경우 그림 1의 시추결과에 나타난 것처럼 11m이하 N값의 분포는 50/5 ~ 50/3으로 거의 일정한 값을 보이고 있어 크기효과에 의한 영향은 적은 것으로 판단된다.

예측된 지지력과 실무에서 많이 적용하고 있는 N값에 의한 선단지지력을 비교하여 그림 6에 나타내었다. N값을 이용한 반경험공식은 본 연구 대상이 선단지지말뚝임을 감안하여 일반적인 선굴착공법의 단위선단극한지지력 예측식인 $q_t=20N[\text{ton/m}^2]$ 을 사용하였으며, N값은 상한치인 50를 적용하였다. 축소모형실험과 정재하시험에서 얻은 단위선단 지지력과 N값에 의해 예측된 단위선단극한지지력을 비교해보면 N값에 의해 예측된 지지력은 현장 시험에서 측정된 단위선단극한지지력의 약 50%정도로 N값에 의한 지지력의 예측은 매우 보수적인 설계로 비합리적이며 비경제적인 말뚝설계가 됨을 알 수 있다.

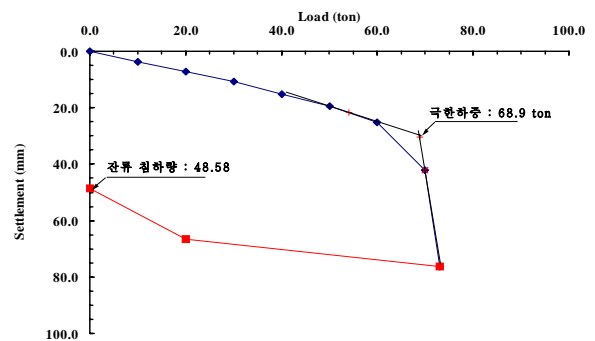
그림 4는 시추조사 시 모형 축소말뚝을 이용하여 깊이별로 모형말뚝에 대한 동적시험을 시행하여 깊이별 단위극한 선단지지력을 측정된 결과이다. 깊이에 따라서 약간의 분산을 보이지만 단위극한선단지지력은 심도가 깊어질수록 증가하는 경향을 보인다. 현재 일반적으로 말뚝 설계 시 사용되는 N값에 의한 반경험적 공식은 풍화암구간에서는 N값의 상한선인 50를 일률적으로 적용하여 동일한 풍화암층에서는 동일한 지지력을 예측하나 동일한 지층 내에서도 단위면적당 극한 선단지지력(q_p)은 깊이에 따른 풍화정도, RQD 등에 따라 다른 양상을 보이므로 간단한 축소모형말뚝의 동적 지지력 실험을 이용하여 심도별 지지력을 예측하면 설계 단계에서 좀 더 신뢰성 높은 말뚝의 선단 거치 위치도 정할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 중요한 구조물의 말뚝 설계 시는 실물 크기 또는 크기효과에 영향을 받지 않을 정도 크기의 축소 말뚝에 대해 정재하시험에 의한 확인 시험을 실시해야한다.

표 5. 정재하시험의 결과

구분	Φ 165.2(mm)		Φ 216.5(mm)	
	선단극한 지지력 (ton)	단위선단극한지지력 (ton/m ²)	선단극한 지지력 (ton)	단위선단극한지지력 (ton/m ²)
P - S	42.7	1992.1	68.9	1871.8
LogP-LogS	40.0	1866.2	70.0	1901.7
S - log (t) 분석법	45.0	2099.4	70.0	1901.7
Avg.	-	1985.9	-	1891.7



(a) Φ 165.2(mm)



(b) Φ 216.5(mm)

그림 3. 확인 말뚝의 하중-침하 곡선

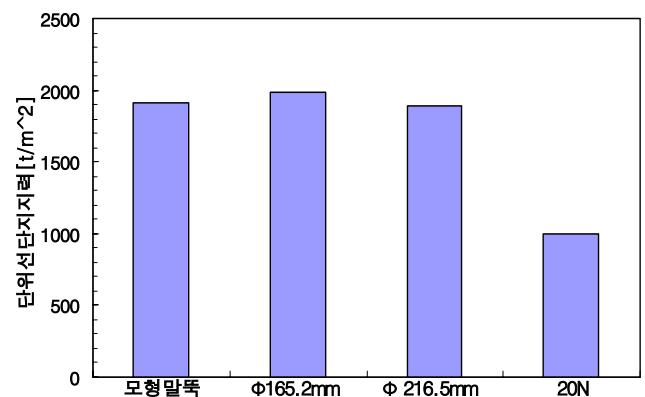


그림 4. 단위선단지지력의 비교

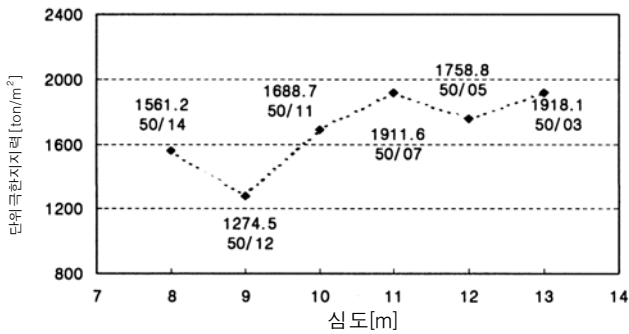


그림 5. 깊이에 따른 축소모형 말뚝 시험 결과

6. 결 론

풍화암에 지지된 강관 말뚝의 선단지지력 평가를 위한 문헌 조사 및 분석 그리고 지반조사단계에서 실시할 수 있는 간단한 축소모형말뚝의 동적 시험을 통하여 실제 말뚝지층의 선단지지력을 예측할 수 있는 간편 시험법을 제시하고 정재하시험과의 비교를 통하여 예측된 선단지지력을 검증함으로써 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 합리적인 설계를 위해서는 정역학적 지지력 공식에 의하여 이루어지는 예비추정방식의 현행 말뚝 지지력 검토는 지양해야 하며 시험 말뚝에 의한 확인 시험 후에 비추정설계의 수정 및 재설계과정을 거쳐야한다.
- (2) 현장 축소 모형 말뚝(Φ44.7 mm)의 동재하시험을 실시하고 CAPWAP 해석을 실시하여 예측한 단위선단극한지지력은 1911.6ton/m²으로 추정되었다. 지지력 검토를 위한 정재하시험을 실시하였고, 정재하시험 분석 결과에 의하면 Φ165.2mm의 경우 말뚝의 단위선단극한지지력은 1985.9ton/m², Φ216.5mm의 경우는 1891.7 ton/m²으로 나타났다.

- (3) 현장 축소말뚝 동재하 및 정재하시험을 통한 말뚝의 단위 선단 지지력의 분포는 $q_t = 1866.2\text{ton/m}^2 \sim 1992.1\text{ton/m}^2$ 로 단위 극한 선단 지지력은 유사한 값을 보인다. 시추결과에 나타난 것처럼 11m이하 N값의 분포는 50/5 ~ 50/3으로 거의 일정한 값을 보이고 있어 크기효과에 의한 영향은 적은 것으로 판단된다.
- (4) 축소모형실험과 정재하시험에서 얻은 단위선단지지력과 N값에 의해 예측된 단위선단극한지지력을 비교해보면 N값에 의해 예측된 지지력은 현장 시험에서 측정된 단위선단극한지지력의 약 50%정도로 N값에 의한 지지력의 예측은 매우 보수적인 설계로 비합리적이며 비경제적인 말뚝설계가 됨을 알 수 있다.
- (5) 축소모형말뚝에 의해 측정된 단위극한선단지지력은 깊이에 따라서 약간의 분산을 보이지만 심도가 깊어질수록 증가하는 경향을 보인다. 현재 일반적으로 말뚝 설계 시 사용되는 N값에 의한 반경험적 공식은 풍화암구간에서는 N값의 상한선인 50을 일률적으로 적용하여 동일한 풍화암층에서는 동일한 지지력을 예측하나 동일한 지층 내에서도 단위면적당 극한 선단지지력(q_b)은 깊이에 따른 풍화정도, RQD 등에 따라 다른 양상을 보이므로 간단한 축소모형말뚝의 동적 지지력 실험을 이용하여 심도별 지지력을 예측하면 설계 단계에서 좀 더 신뢰성 높은 말뚝의 선단 거치 위치도 정할 수 있을 것으로 판단된다.
- (6) 본 연구에서 실시한 현장 축소말뚝 동적시험에 의한 지지력 예측은 지반 조사단계에서 지반 시추 장비를 이용한 간단한 시험을 통하여 각 지층별로 말뚝의 선단지지력을 예측할 수 있으며 현행 정역학적 지지력 공식만을 이용한 현행 말뚝 설계법을 보완할 수 있는 간편한 방법이나, 중요한 구조물의 말뚝 설계 시는 실물 크기 또는 크기효과에 영향을 받지 않을 정도 크기의 축소 말뚝에 대해 정재하시험에 의한 확인 시험을 실시해야한다.

(접수일자 : 2005년 5월 31일)

참 고 문 헌

1. 대한토목학회(2005), 도로교표준시방서, 건설교통부.
2. (사)한국도로교통협회(1999), 도로교설계기준(안).
3. 최용규(1999), 국내 말뚝기초 설계관행의 개선을 위한 제언 -말뚝기초의 지지력 관점에서-. 대한토목학회논문집, 제 19권 제 3호, pp. 467~477.
4. 한국지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준.

5. AASHTO(1996), Standard Specifications for Highway Bridges. 16th Edition, Washington D.C.
6. CAPWAP Manual(1996), Goble Rausche Likins and Associates. Inc., Cleveland Ohio.
7. Goble, G., Likins, G. and Rausche, F.(1970), Dynamic Studies on the Bearing Capacity of Piles. Phase III, Report No. 48, Division of Solid Mechanics, Structures and Mechanical Design, Case Western Reserve University
8. Goble, G., Likins, G. and Rausche, F.(1975), Bearing Capacity of Piles From Dynamic Measurements. Final Report, Ohio Department of Transportation, OHIO-DOT-05-75.
9. Goble, G., Rausche, F. and Likins, G.(1995), GRLWEAP Manual. Cleveland, OH.
10. Grosch, J. J. and Reese, S. C.(1980), Field Tests of Small-Scale Pile Segments in a Soft Clay Deposit Under Repeated Axial Loading. Paper Presented at the 12th Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, May 5~8.
11. Liang, R. Y. and Sheng, Y.(1993), Wave Equation parameters from Driven-Rod Test. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 119, No. 6, pp. 1037~1057.
12. Meyerhoff, G.(1951), The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. Geotechnique. Vol. 2, No. 4, pp. 301~331.
13. Meyerhoff, G.(1976), Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, GT3, March, pp. 195~228.
14. NAVFAC DM-7(1982), Soil Mechanics. Design Manual 7.1, Washington D.C.
15. PDA Manual(1995), Pile Dynamics. Inc., Model PAK, Cleveland OH.
16. Rausche, F., Moses. F. and Goble, G. G.(1972), Soil Resistance Predictions From Pile Dynamics. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM 9, pp. 917~937.
17. Rausche, F., Goble, G. and Linkins, G.(1985), Dynamic Determination of Pile Capacity. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, No.3, pp. 367~383.
18. Smith, E. A. L.(1960), Pile Driving Analysis by the Wave Equation. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 86, No. 4, pp. 35~61.
19. Vesic, A.(1977), Design of Pile Foundations. NCHRP Report #42, TRB.