

풍화암에 근입된 현장타설말뚝 지지력 공식의 신뢰성 분석

Reliability Analysis of Bearing Capacity Equations for Drilled Shafts Socketed in Weathered Rock

정 성 준¹ Jung, Sung-Jun

김 성 렬² Kim, Sung-Ryul

소 진 만³ So, Jin-Man

김 명 모⁴ Kim, Myoung-Mo

Abstract

As the use of drilled shafts for foundation of a large size structure increases, the evaluation of the reliable bearing capacity of the pile has become important. The purpose of this study is to verify the reliability of bearing capacity equations for drilled shafts socketed in weathered rock by comparing the bearing capacity values from static load tests with values from bearing capacity equations. In this study, twelve data from static load test were selected from four field sites, and the data of load test and the properties of weathered rock were analyzed. Three methods widely used in practice were selected for analysis, namely the AASHTO method (1996), Carter & Kulhawy method (1988), and FHWA method (1999). The comparison of the bearing capacity values from the bearing capacity equations to those obtained from load tests showed that the Carter & Kulhawy method (1988) was the most reliable in giving conservative design values and smaller COV (Coefficient Of Variation).

요 지

최근, 대형구조물의 기초로서 현장타설말뚝의 사용이 증가하면서 신뢰성있는 말뚝 지지력의 산정이 중요해졌다. 이에 따라, 본 연구에서는 국내 풍화암에 근입된 현장타설말뚝을 대상으로 정재하시험 수행결과와 지지력 공식으로부터 구한 지지력값을 비교함으로써 지지력 공식의 신뢰성을 확인하고자 하였다. 분석대상은 4개 현장에서 수행된 총 12본의 정재하시험 말뚝이며, 시험말뚝에 대한 재하시험 자료 및 풍화암의 암반 물성값을 분석하였다. 본 연구에서 분석한 지지력 공식은 실무에서 널리 적용되고 있는 AASHTO 방법(1996), Carter와 Kulhawy 방법(1988), 그리고 FHWA 방법(1999)등이다. 재하시험에서 결정된 지지력과 각 지지력 공식들의 산정 결과를 비교 분석한 결과 Carter와 Kulhawy 방법(1988)이 설계 안전측의 지지력값을 주며 변동계수가 작아서 신뢰성이 높은 것으로 평가되었다.

Keywords : Drilled shaft, Pile load test, Pile capacity, Reliability analysis, Rock socketed pile

1. 서 론

최근 구조물이 대형화됨에 따라 대구경 현장타설말

뚝의 사용이 증가하고 있다. 대구경 현장타설말뚝은 소
구경 타입말뚝과 달리 큰 지지력을 얻기 위해 대부분
암반에 근입되어 설치된다. 현장타설말뚝 한 본이 분담

1 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engrg., Seoul National Univ., brian76@snu.ac.kr, 교신지자)

2 정회원, 동아대학교 토목공학과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Civil Engrg., Dong-A Univ.)

3 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 석사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engrg., Seoul National Univ.)

4 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engrg., Seoul National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

하는 지지력이 매우 크기 때문에 설계시 지지력을 정확히 산정할 필요가 있다. 그러나 암반에 근입된 말뚝은 암반의 종류, 암반 상태, 그리고 시공방법 등에 따라 그 거동의 변화가 심하기 때문에 말뚝 지지력의 정확한 산정이 어렵다. 특히, 말뚝 지지력은 적용되는 지지력 공식의 방법과 공식에 사용되는 암반의 설계정수값에 따라 편차가 매우 크다.

그러나, 현장타설말뚝에 대한 지지력 공식의 신뢰성 연구는 자료 수집의 어려움 등으로 인해 널리 수행되지 못하고 있다. Price(1992)등은 사질토에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 신뢰성을 분석한 결과 Reese 등의 방법(1976)은 지지력을 과소평가하며, Reese와 O'Neill 방법(1987)과 Meyerhof 방법(1976)은 실측 지지력과 유사한 결과를 산정한다고 제안한 바 있다. 그리고 NCHRP REPORT 507(2004)에서는 LRFD 설계법 적용시 암에 대하여 Carter와 Kulhawy 방법(1988)과 IGM 방법(O'Neill과 Reese, 1999)을 사용하도록 권장하고 있다.

현재, 국내 설계실무에서는 국외 지지력 공식들을 단순 도입하여 적용하고 있는 실정이므로, 국내 재하시험 결과를 이용하여 여러 지지력 공식들의 국내 적용성과 신뢰성을 분석하는 연구가 필요한 실정이다.

본 연구는 국내 풍화암에 근입된 현장타설말뚝을 대상으로 정재하 시험과 지지력 공식으로부터 구한 지지력값을 비교함으로써 여러 지지력 공식의 신뢰성을 평가하고자 하였다.

이를 위해 4개 현장의 총 12본의 정재하 시험말뚝을 대상으로 재하시험자료와 암반 물성값을 수집하였다. 재하시험으로부터 얻어지는 말뚝 지지력은 신뢰성이 높으므로 말뚝의 실제 지지력으로 가정하고 이론적 지지력 공식의 신뢰성을 분석하였다. 지지력 공식들의 신뢰성 분석에 앞서 재하시험의 하중-침하량 곡선으로부터 총 5가지 방법들을 적용하여 지지력을 산정한 후 비교분석을 통해 신뢰성있는 방법을 결정하였다.

지지력 공식은 국내 설계 실무에서 널리 이용되고 있는 공식 중 AASHTO 방법(1996), Carter와 Kulhawy 방법(1988), FHWA 방법(1999)의 3가지를 적용하였다. 지지력 공식의 신뢰성은 정재하시험의 실측지지력과 지지력 공식의 추정지지력 값의 비로 정의되는 편향계수를 산정한 후 각각에 대한 평균, 표준편차, 변동계수 등의 통계치를 분석하였다.

2. 현장타설말뚝의 정재하 시험 자료수집

본 연구결과의 신뢰성을 향상시키기 위해서는 분석에 이용되는 정재하시험 자료개수가 중요하다. 본 연구에 적용 가능한 재하시험자료는 말뚝의 극한지지력이 확인되어야 하고, 암반에 대한 신뢰성있는 설계물성값이 확보되어야 한다. 본 연구에서는 대학, 연구소, 회사 등 여러 기관의 협조를 받아 풍화암에 근입된 총 13개 현장의 총 29본의 현장타설말뚝에 대한 지반조사 및 재하시험 자료를 수집하였다. 그러나 본 연구에 이용할 수 있는 자료는 극한하중이 확인되거나 암의 설계물성값이 얻어진 4개 현장의 12본 말뚝뿐이었다(권오성, 2004).

최근 대형말뚝기초에 대한 관심이 높아지면서 말뚝 재하시험을 많이 수행하고 있다. 그러나 이 시험자료들을 본 연구에 이용하지 못하였던 이유는 다음과 같이 분석할 수 있다.

- ① 현장타설말뚝에 대한 재하시험 사례의 부족 : 현장 타설말뚝은 지지력이 커서 시험비용이 많이 소요되기 때문에 재하시험 횟수가 소구경 항타말뚝 등에 비하여 매우 적다.
- ② 설계 지지력 확인 목적의 시험수행 : 실무에서 수행되는 재하시험의 주목적은 대부분 설계 지지력의 확인이었다. 그러므로, 설계 지지력의 2배 크기의 재하하중만 가한 후 시험을 종료하였으며 이 때의 말뚝 변위량은 대부분 말뚝 탄성압축량 정도의 크기만 발생하여 극한지지력을 구할 수 없었다. 이러한 사실은 말뚝기초가 과도하게 설계되고 있음을 의미한다.
- ③ 지반조사 자료의 부족 : 많은 비용을 들여 말뚝재하시험을 수행함에도 불구하고 현장에서 수행된 지반조사는 대부분 표준관입시험 뿐이었다. 그러므로, 지지력 산정에 중요한 암반 등에 대한 신뢰성있는 설계물성값을 산정할 수 없었다.

2.1 암반 물성값

본 연구에서 분석된 말뚝은 선단이 풍화암에 근입된 현장타설말뚝이다. 연구에 이용된 12본의 말뚝에 대한 선단과 주면의 암반 물성값을 표 1에 요약하였다. 이 값들은 일축압축강도 시험, 점하중 시험 등의 실내시험과 보링중 암반시료 관측, 프레스미터 시험 등의 현장시험으로부터 측정되었다. 암반의 상태는 완전 풍화(completely

표 1. 지반물성값

현장	말뚝 No.	암풍화 상태 ¹⁾	일축압축강도 (MPa)		Em ²⁾ (MPa)		Eur ³⁾ (MPa)		RQD (%)		RMR	
			선단	주면	선단	주면	선단	주면	선단	주면	선단	주면
N 현장 (지름=1.5m)	1	MW	78.7	78.7	150.7	150.7	336	336	20	20	25	25
D 현장 (지름=1.0m)	2	HW	47.8	47.8	203.5	195.5	905	905.2	0	0	22	22
	3	MW	47.8	47.8	834.5	583.5	2752	1931.6	42	40	42	42
	4	MW	47.8	47.8	931.5	931.5	2748	2748	50	52	45	45
K 현장 (지름=0.4m)	5	MW	56.7	56.7	548.4	-	2810	-	23	0	25	25
	6	MW	84.7	84.7	-	887.2	-	2280	37	37	33	33
	7	MW	55.5	55.5	-	169.5	-	650	45	55	38	38
	8	MW	55.5	55.5	-	169.5	-	650	45	55	38	38
	9	MW	57	57	-	-	-	860	31	49	33	33
S 현장 (지름=0.4m)	10	CW	36.1	15.6	111	61.9	619	162.1	0	0	7	7
	11	CW	17.3	15.7	57.8	56.7	191	162.5	0	0	7	7
	12	CW	15.7	15.7	57.8	56.7	163	162.5	0	0	7	7

¹⁾ MW = Moderately Weathered; HW=Highly Weathered; CW=Completely Weathered

²⁾ Em = initial loading modulus from a pressuremeter test

³⁾ Eur = unloading and reloading modulus from a pressuremeter test

weathered)에서 중간정도 풍화(moderately weathered)로 분류되었다. 일축압축강도는 15.7~84.7MPa의 범위를 가지며, S 현장을 제외한 나머지 현장의 일축압축강도 값은 콘크리트의 일축압축 강도보다 더 큰 값을 가지는 것으로 나타났다. S 현장은 암반의 상태를 나타내는 RQD와 RMR 값을 확인한 결과, 수집된 자료 중에서 암반상태가 가장 나쁜 것으로 나타났다.

2.2 재하시험 개요

표 2는 재하시험 말뚝의 제원 및 시험최대하중을 나타

표 2. 말뚝 제원 및 시험최대하중

현장	말뚝 No.	지름 (m)	길이 (m)	암반근입깊이 (m)	시험최대하중 (ton)
N 현장	1	1.5	33.5	5	3500
	2	1.0	13.5	2	1400
D 현장	3	1.0	13.5	1.9	2000
	4	1.0	13.5	1.7	1800
K 현장	5	0.4	10.36	0.36	116
	6	0.4	9.7	0.2	290
	7	0.4	9.78	0.48	180
	8	0.4	9.88	1.08	240
	9	0.4	9.96	0.76	350
S 현장	10	0.4	10.2	3	280
	11	0.4	10.2	3	145
	12	0.4	10.2	3	166

낸다. 본 연구에서 시공방법에 따른 지지력 크기변화는 고려하지 않았다. 말뚝지름은 0.4~1.5m이고, 암반 근입 깊이는 0.2~5m이다. 재하시험방법은 ASTM D 1143의 시험법에 의거하여 완속재하와 반복재하를 혼합하여 적용하였다. 본 연구에 수집된 재하시험 자료 중 말뚝 No. 1~No. 4는 하중전이 시험을 수행하였으나, 나머지 말뚝은 하중전이 시험을 수행하지 않았다.

3. 재하시험을 이용한 극한 지지력 산정

말뚝의 극한 지지력을 결정하는 방법 중 재하시험으로 극한 지지력을 산정하는 방법이 신뢰도가 가장 높은 것으로 알려져 있다. 재하시험의 하중-침하량 곡선으로부터 지지력을 결정하는 방법은 여러 연구자들에 의해 다양한 방법들이 제안되어 왔다. 본 연구에서는 실무에서 널리 이용되는 방법들 중 ① Davisson 방법(Davisson, 1972), ② 25.4mm 방법(Terzaghi와 Peck, 1967), ③ 0.1D 방법(Terzaghi, 1942), ④ FHWA 5% 기준(O'Neill and Reese, 1999), ⑤ ASCE 방법(ASCE, 1997) 등 총 5가지 방법을 이용하여 재하시험 하중-침하량 곡선으로부터 지지력을 산정하였다.

본 연구에 이용된 5가지 방법들의 적용방법은 다음과 같다.

- ① Davisson 방법 : 재하하중에 따른 말뚝의 탄성압축량과 말뚝직경에 따른 상수값(말뚝직경 D<600mm

인 경우 상수=3.81+D/120mm, D≥600mm인 경우 상수=D/30mm)을 더하여 직선을 구한다. 이 직선과 재하시험의 하중-침하량 곡선의 교차점의 하중을 극한 지지력으로 정의한다.

- ② Δ=25.4mm 방법 : 말뚝두부 침하량이 25.4mm일 때의 재하하중을 극한지지력으로 정의한다.
- ③ Δ=0.1D 방법 : 말뚝두부 침하량이 0.1 D일 때의 재하하중을 극한지지력으로 정의한다.
- ④ FHWA 5% 기준 : 말뚝두부 침하량이 말뚝직경의 5%일 때의 재하하중을 극한지지력으로 정의한다.
- ⑤ ASCE 방법 : ASCE 방법은 Davisson 방법과 기본적으로 동일하며 상수값으로 (0.15+1/100) inch를 적용한다.

각 방법들에 의해 산정된 극한지지력을 표 3에 나타내었다. 극한지지력이 확인되지 않는 경우에는 재하시험의 최대하중을 극한지지력으로 결정하였다.

각 방법들로부터 산정된 지지력값 중 가장 본편성 있는 값을 결정하기 위해 통계분석을 수행하였다. 우선, 5가지의 방법들로부터 산정된 지지력의 평균값에 대하여 각 방법으로 측정된 지지력의 비(K_{SX})를 산정한 후 분석을 수행하였다. 만일, 어떤 방법의 K_{SX} 값이 1보다 크면 지지력을 평균보다 작게 산정하고, K_{SX} 값이 1보다 작으면 지지력을 평균보다 크게 산정함을 의미한다.

표 4는 각 방법에 대하여 얻어진 K_{SX} 값을 나타낸다. Δ=25.4mm 방법과 Δ=0.1D 방법은 K_{SX} 값이 1보다 작아서 즉, 평균값에 비하여 불안전측의 지지력 값을 제시하므로 설계에 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Davisson 방법과 ASCE 방법의 K_{SX} 값은 1보다 크며, FHWA 5% 기준의 K_{SX} 값은 1에 가장 가까운 값을 나타낸다. 그러나 ASCE 방법은 급속재하시험에 적용하도록 제안된 방법이므로 제외하였다. 따라서 본 연구에서는 평균값에 가장 가까운 결과를 주는 FHWA 5% 기준과 현재 사용빈도가 가장 높으며 가장 보수적인 결과를 나

표 3. 재하시험 결과로부터 산정한 극한지지력

현장	말뚝 No.	극한지지력(ton)				
		Davisson	Δ=25.4mm	Δ=0.1D	FHWA 5%	ASCE
N 현장	1	3500*	2900	3500*	2400	3500*
D 현장	2	1400*	1300	1400*	1400*	1250
	3	2000*	1850	2000*	2000*	2000*
	4	1800*	1800*	1800*	1800*	1800*
K 현장	5	85	116*	116*	116*	90
	6	90	170	245	150	90
	7	120	175	180*	150	125
	8	240*	240*	240*	240*	240*
	9	260	320	350*	290	265
S 현장	10	165	215	245	200	170
	11	60	110	145	95	60
	12	75	110	125	100	80

* 극한하중이 확인되지 않아 최대하중을 극한지지력으로 결정함

표 4. 재하시험의 극한지지력 산정방법의 신뢰성 분석

해석방법	유효 말뚝 본수	K_{SX} 평균	표준편차	비고
Davisson	12	1.18	0.24	○ (보수적)
Δ=25.4mm	12	0.95	0.08	X (불안전측)
Δ=0.1D	12	0.86	0.13	X (불안전측)
FHWA 5%	12	1.01	0.10	○ (평균근접)
ASCE 20-96	12	1.18	0.23	X (급속시험 제안)

타내는 Davisson 방법(이 방법은 항복 지지력을 이용)을 이용하여 지지력 공식의 신뢰성 분석을 수행하였다.

4. 지지력 공식을 이용한 극한지지력 산정

암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 국내외에서 널리 적용하고 있는 지지력 공식들 중 Carter와 Kulhawy 방법(1988), AASHTO 방법(1996), 그리고 FHWA 방법(1999)의 3가지 공식을 이용하여 극한지지력을 추정하였다. 각 방법의 지지력 산정방법에 대한 간략한 설명은 다음과 같다.

① Carter와 Kulhawy 방법(1988)

이 방법은 기본적으로 암의 일축압축강도를 기준으로 절리, 풍화 등 암의 상태를 고려하여 선단지지력과 주변마찰력을 산정한다. 선단지지력은 암반종류, 절리면 상태와 간격에 따라 계산된 계수값(m, s)을 암의 일축강도에 곱하여 산정한다. 주변마찰력은 절리와 풍화 상태 등을 고려한 감소계수를 암의 일축압축강도에 곱하여 산정한다. 이 감소계수는 RQD와 암체계수를 근거로 판단한다. 만일, 암의 일축압축강도가 말뚝 콘크리트의 압축강도보다 큰 경우에는 콘크리트의 압축강도를 기준으로 주변마찰력을 산정한다.

② AASHTO 방법(1996)

이 방법은 기본적으로 암반의 절리 및 풍화상태를 고려하여 선단지지력과 주변마찰력을 산정한다. 선단지지력은 암반종류, RMR에 따라 계산된 계수값(N_{ms})을 암의 일축압축강도에 곱하여 산정한다. 이때, 매우 약한(very poor quality) 암으로 정의된 경우에도 동일한 토양의 극한선단지지력보다 작아서는 안된다고 규정하고 있다. 주변마찰력은 무결암(intact rock)에 감소계수를 적용하여 산정한 암의 일축압축 강도와 콘크리트의 일축압축 강도 중 작은 값을 이용하여 산정한다.

③ FHWA 방법(1999)

FHWA(1999)에서는 말뚝의 지지층에 따라 다양한 식을 제안하고 있다. 본 연구에서는 선단 지지력과 주변 마찰력 산정시 각각 CFEM(1985)과 Hovath와 Kenney(1979) 지지력 공식을 사용하였다. 선단지지력은 암반 근입부 깊이와 지름을 고려하여 계산된 깊이계수와 절리의 간격, 틈 그리고 선단지름으로부터 선단지지력 계수를 암

의 일축압축강도에 곱하여 산정한다. 그러나 본 연구에서 수집한 자료의 경우 절리면에 대한 상세한 조사가 이루어지지 않아 가장 보수적인 지지력을 산정하기 위해 선단지지력 계수 변수인 절리간격과 틈을 각각 300mm와 5mm로 가정하였다. 주변마찰력은 절리와 풍화상태 등을 고려한 감소계수를 암의 일축압축강도에 곱하여 산정한다. 이 감소계수는 RQD와 암체계수를 근거로 판단한다. 만일, 암의 일축압축강도가 말뚝 콘크리트의 압축강도보다 큰 경우에는 콘크리트의 압축강도를 기준으로 주변마찰력을 산정한다.

표 5는 각 방법을 적용하여 계산한 극한지지력값을 보여준다. 본 연구에서는 분석자료의 양적 한계 때문에 신뢰성 분석을 위하여 주변과 선단지지력을 합한 전체지지력을 사용하였다. 표에서 보듯이, 일반적으로 FHWA 방법(1999), Carter와 Kulhawy 방법(1988), 그리고 AASHTO 방법(1996)의 순서로 지지력을 크게 평가하는 것으로 나타났다. 이중 Carter와 Kulhawy 방법(1988)에 의한 극한지지력은 AASHTO 방법(1996)과 비교하여 0.4~2.1배 크게 산정되었고 FHWA 방법(1999)과 비교하여 2.4~5.0배 작게 산정되었다.

FHWA(1999) 방법이 지지력을 크게 산정한 이유는 다른 방법과 비교하여 선단지지력이 크게 계산되었기 때문이며 그 이유는 다음과 같다. Carter와 Kulhawy 방법(1988)과 AASHTO 방법(1996)에서 선단지지력 계산시 일축압축 강도에 곱해지는 계수는 암반종류 및 암질을 고려하여 산정한 Hoek(1983)의 제안 값을 적용(본 연구에 사용된 자료의 경우, 암반종류는 조립질 화성암과 변성암, 암질은 보통(Fair)이하로 분류)하였다. 그러나 CFEM(1985)에서의 계수는 암질의 영향만을 고려할 뿐 암의 종류에 따른 영향은 고려하지 못한다.

그 결과 Carter와 Kulhawy 방법(1988), AASHTO 방법(1996)의 계수는 0.024~0.081의 범위 내에서 대부분 비슷한 값이 산정되는 반면, CFEM(1985)에서의 범위는 0.13~0.15(깊이 계수(θ)는 약 1.0)에 분포하여 다른 두 방법에 비해 최소 2~5배 크게 산정되었다.

결론적으로 Hoek (1983)이 제안한 암 분류 기준에서 암질이 양호(Good)이상으로 분류된 경우에는 일반적으로 Carter와 Kulhawy 방법(1988)과 AASHTO 방법(1996)이 CFEM(1985) 방법보다 큰 선단지지력을 제시하는 경향이 있으나, 암질이 보통(Fair)이하로 분류된 경우에는 작은 값을 제시한다. 본 연구에서 사용된 자료의 경우, 암질이

표 5. 각 방법으로 산정한 지지력 결과

현장	말뚝 No.	Carter와 Kulhawy(1988) (ton)			AASHTO(1996) (ton)			FHWA(1999) (ton)		
		주면	선단	전체 지지력	주면	선단	전체 지지력	주면	선단	전체 지지력
N 현장	1	1590	1134	2724	281	1128	1409	1200	5467	6667
D 현장	2	349	89	438	56	340	396	263	1527	1790
	3	365	307	672	53	340	393	276	1527	1803
	4	354	307	661	48	1737	1785	267	1527	1794
K 현장	5	N.A ¹⁾	60	N.A	4	60	64	N.A	339	N.A.
	6	14	90	104	3	89	92	11	506	517
	7	32	59	91	6	58	64	24	332	356
	8	73	59	132	13	58	71	55	332	387
	9	85	60	145	9	60	69	64	341	405
S 현장	10	N.A	N.A	N.A	19	56	75	N.A.	216	N.A.
	11	N.A	N.A	N.A	19	56	75	N.A.	104	N.A.
	12	N.A	N.A	N.A	19	56	75	N.A.	94	N.A.

¹⁾ N.A.=암이 완전풍화되거나 RQD값이 0이어서 지지력을 산정할 수 없음

대부분 보통(Fair)이하로 분류되었기 때문에 CFEM(1985) 공식으로 계산된 선단지지력이 상대적으로 크게 산정된 것이다. 향후 위 지지력 공식들을 적용하기 위해서는 암반 종류와 암질에 대한 충분한 지반조사가 수행되어야 하며, 그것을 바탕으로 현장의 지반상태를 충분히 반영할 수 있도록 적절한 계수를 산정하는 것이 중요하다.

5. 지지력 공식의 신뢰성 평가

재하시험의 극한지지력은 신뢰성있는 방법으로 분석된 Davisson 방법과 FHWA 5% 기준을 적용하여 산정하였고, 이 방법으로 극한지지력을 결정할 수 없는 경우에는 시험에 적용한 최대하중을 극한지지력으로 결정하여 분석을 수행하였다.

5.1 재하시험과 지지력 공식의 극한 지지력 비교

그림 1과 그림 2는 각각 Davisson 방법과 FHWA 5% 방법으로 결정한 극한지지력과 여러 경험식들(FHWA 방법(1999), Carter와 Kulhawy 방법(1988), 그리고 AASHTO 방법(1996))로부터 추정한 극한지지력 값을 비교하여 보여준다. 추정 지지력 값의 분산정도를 판단하기 위해 재하시험 결과보다 25% 큰 값을 나타내는 경계선과 25% 작은 값을 나타내는 경계선을 각 그림에 도시하였다.

이 그림들에서 보면, Davisson 방법과 FHWA 5% 기준과 비교하여 Carter와 Kulhawy 방법(1988) 및 AASHTO 방법(1996)은 지지력을 과소평가하는 경향이 있는 반면, FHWA 방법(1999)은 지지력을 과대평가하는 경향이 있는 것으로 나타났다.

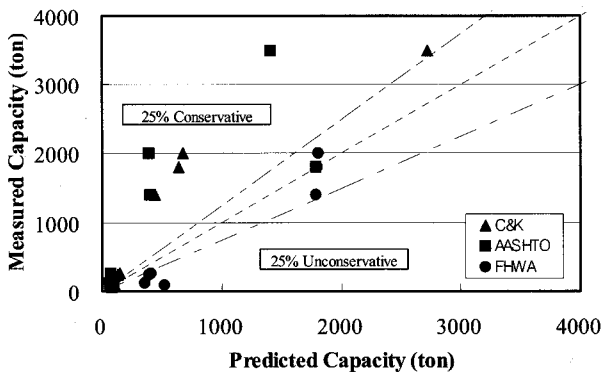


그림 1. Davisson 방법과 각 지지력 공식의 극한지지력 비교

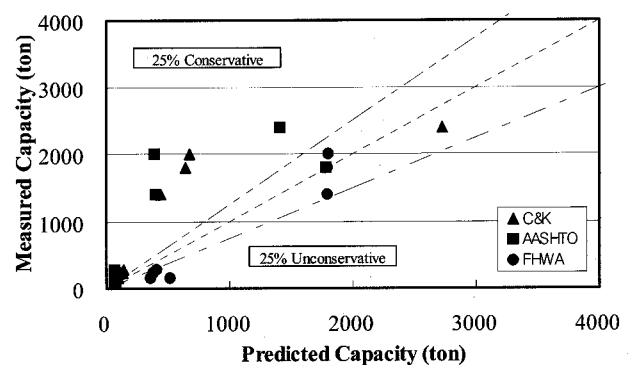


그림 2. FHWA 5% 기준과 각 지지력 공식의 극한지지력 비교

5.2 통계분석을 이용한 지지력 공식의 신뢰성 분석

지지력 공식의 신뢰성을 분석하기 위하여 편향계수를 산정하였다. 편향계수는 지지력 공식의 극한지지력에 대한 재하시험의 극한지지력 비로 정의된다. 만일, 편향계수 값이 1보다 작으면 재하시험 결과에 비하여 지지력 공식이 극한지지력을 과대평가하고, 1보다 크면 과소평가하는 것을 의미한다.

표 6과 표 7은 각각 Davisson 방법과 FHWA 5% 기준에 대한 편향계수 값의 평균, 표준편차, 그리고 변동계수를 나타낸다. 변동계수는 분포의 분산정도를 평가하는 값으로서, 표준편차와 평균의 비로서 정의된다. 변동계수가 작을수록 불확실성은 작아지고 신뢰성은 높아진다. NCHRP(2004)에서는 변동계수가 25% 미만인 경우 변동성이 낮은 것으로, 25% 이상 40% 미만인 경우 중간으로, 그리고 40% 이상인 경우에는 변동성이 높은 것으로 분류한다. 그림 3과 그림 4는 각각 Davisson 방법과 FHWA 5% 기준의 극한지지력에 대하여 지지력 공식들의 편향계수 분포를 도시하였다.

AASHTO 방법(1996)과 Carter와 Kulhawy 방법(1988)

의 편향계수값은 1보다 커서 지지력을 과소평가하는 반면, FHWA 방법(1999)의 편향계수값은 1보다 작아서 지지력을 과대평가하는 것을 알 수 있다. 재하시험의 극한 지지력에 비하여 지지력을 과대평가하는 것은 불안전 축의 설계를 의미한다. 그러므로, FHWA 방법(1999)은 설계목적으로 부적합한 것으로 나타났다.

각 방법들의 변동계수 값을 살펴보면, Carter와 Kulhawy 방법(1988)의 변동계수 값은 43% 및 39%로서 AASHTO 방법(1996)의 변동계수 값인 61% 와 52%보다 작다. 이것은 Carter와 Kulhawy 방법(1988)이 AASHTO 방법(1996)에 비해 신뢰성이 높다는 것을 의미한다. 그리고 NCHRP(2004)의 분류에 따르면 Carter와 Kulhawy 방법(1988)의 변동성은 중간에 가까우며 AASHTO 방법(1996)의 경우는 높은 것으로 분류된다.

결론적으로, Carter와 Kulhawy 방법(1988)이 보수적이면서 가장 작은 변동계수를 나타내기 때문에 비교대상 중 가장 신뢰성이 높은 방법으로 판단되었다. 그러나 본 연구는 제한된 재하시험 자료로부터 분석된 결과이므로, 향후 추가적인 연구가 필요하다.

표 6. Davisson 방법에 대한 각 방법의 통계분석

지지력 구성	지지층	설계방법	본 수	평균	표준편차	변동계수(%)
주면마찰력 + 선단지지력	풍화암	AASHTO(1996)	12	2.29	1.39	61
		Carter와 Kulhawy(1988)	8	2.00	0.87	43
		FHWA(1999)	8	0.65	0.31	49

표 7. FHWA 5%방법에 대한 각 방법의 통계분석

지지력 구성	지지층	설계방법	본 수	평균	표준편차	변동계수(%)
주면마찰력 + 선단지지력	풍화암	AASHTO(1996)	12	2.50	1.30	52
		Carter와 Kulhawy(1988)	8	2.09	0.81	39
		FHWA(1999)	8	0.66	0.30	45

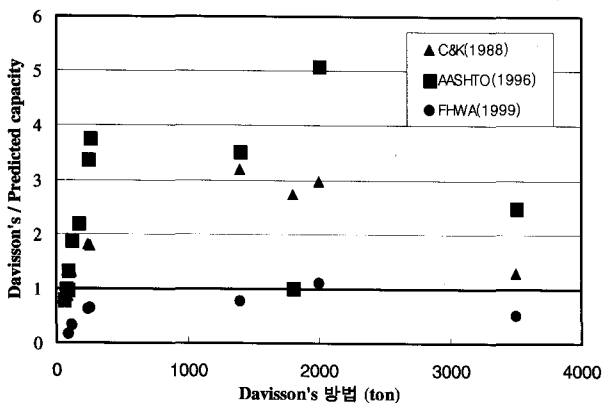


그림 3. Davisson방법으로 산정한 편향계수의 분포

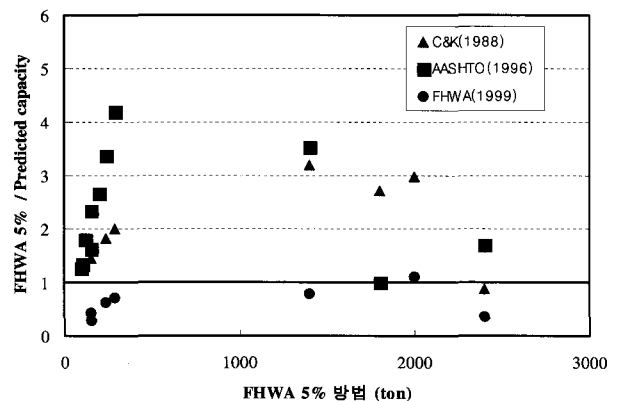


그림 4. FHWA 5%방법으로 산정한 편향계수의 분포

6. 결론

본 연구에서는 국내 풍화암에 근입된 현장타설말뚝을 대상으로 정재하 시험과 지지력 공식으로부터 구한 지지력값을 비교함으로써 이론적 지지력 공식의 신뢰성을 확인하고자 하였다. 본 연구로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 재하시험 결과로 부터 극한지지력을 결정하는 총 5가지의 방법에 대한 신뢰성분석을 실시하였다. 그 결과, FHWA의 5% 기준이 여러 극한 지지력 값들의 평균 값에 가장 가까운 값을 나타내었고, 현재 사용빈도가 가장 높은 Davisson 방법이 평균 값에 가까우면서 보수적인 결과를 나타내었다.
- (2) 신뢰성 있는 지지력 공식을 확인하기 위하여 AASHTO 방법(1996), Carter와 Kulhawy 방법(1988), 그리고 FHWA 방법(1999)등 총 3가지 방법을 대상으로 분석하였다. 이중 FHWA 방법(1999)에는 선단 지지력과 주면 마찰력 산정시 각각 CFEM(1985)과 Hovath와 Kenney(1979) 지지력 공식을 사용하였다. 그 결과, Carter와 Kulhawy 방법(1988)이 보수적인 지지력 값을 나타내면서 변동계수가 작아 상대적으로 신뢰성이 가장 높은 것으로 평가되었다. 그러나 본 결과는 말뚝 12본의 제한된 시험자료로부터 분석된 결과이므로 향후 추가적인 연구가 필요하다.
- (3) 지지력 공식에 의해 산정된 극한 지지력 크기를 비교해보면, FHWA 방법(1999), Carter와 Kulhawy 방법(1988), 그리고 AASHTO 방법(1996)의 순서로 지지력을 크게 평가하는 것으로 나타났다. FHWA(1999) 방법에서 지지력이 크게 산정된 것은 암의 종류에 따른 영향은 고려하지 못하고 암질의 영향만을 고려하므로 선단지지력이 크게 산정되었기 때문이다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 2005 건설기술기반구축 연구개발사업의 연구비지원(C105B1000014-06B0100-01110)에 의해 수행되었습니다.

참고 문헌

1. 권오성 (2004), *암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향* 박사학위논문, 서울대학교 대학원 지구환경시스템공학부.
2. AASHTO (1996), *Standard Specifications for Highway Bridges : 16th Edition* (1996), AASHTO, Washington, DC.
3. Canadian Geotechnical Society (1985), *Cnadian Foundation Engineering Manual, 2nd Edititon*, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.
4. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
5. Davisson, M. (1972), "High Capacity Piles", *In Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovation in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp.81-112.
6. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980), "Empirical strength criterion for rock masses", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, GT 9, pp.1013-1035.
7. Horvath, R. G., and Kenny, T.C. (1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers", *Drilled shaft design and construction in Florida*. Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville.
8. G. G. Meyerhof (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol.102, GT 3, pp.195-228.
9. O'Neill, M. M., and Reese, L. C. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999.
10. Paikowsky, S., Birgisson, B., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., O'Neill, M., NCHRP REPORT 507 : *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*. TRB, Washington, D.C., 2004.
11. Richard Price, Kyle M. Rollins, Edward Keane (1992), "Comparison of Measured and Computed Drilled Shaft Capacities Based on Utah Load Tests", *Transportation Research Record 1336*.
12. L. C. Reese, and M. W. O'Neill. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean, Va., 1987.
13. L. C. Reese, F. T. Touma, and M. W. O'Neill (1976), "Behavior of Drilled Piers Under Axial Loading", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol.102, No.5, pp.493-510.
14. Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations (1997), ASCE 20-96 (1997), American Society of Civil Engineers.
15. Terzaghi, K. (1942), Discussion of the Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations, *Proceedings, ASCE*, Vol.68, pp.311-323.
16. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley.

(접수일자 2007. 1. 12, 심사완료일 2007. 2. 8)