

# 암반에 근입된 현장타설말뚝의 정재하시험결과와 지지력이론식의 비교

## A Comparative Study on Results of Static Pile Load Test of Rock Socketed Drilled Shaft and Bearing Capacity Equations

김원철\* · 황영철\*\* · 황성식\*\*\*

Kim, Won-Cheul · Hwang, Young-Cheol · Hwang, Sung-Sik

### Abstract

In Korea, drilled shaft are generally socketed into rock. Driven pile has environmental problems such as vibration and noise, therefore, the applications of the drilled shaft are increasing in Korea. In this paper, static load test data of the rock socketed drilled shaft at Gwangandaero and Suyeong3hogyo are analyzed. The bearing capacities from field test data and theoretical formula are compared and analyzed. From this study, design approaches for drilled shafts in Korea are examined and several suggestions are proposed.

**Keywords** : Drilled shaft, Static load test, Ultimate bearing capacity

### 요 지

우리나라에서 현장타설말뚝은 주로 암반에 관입되어 사용되고 있다. 타입말뚝 시공시 발생하는 진동과 소음의 문제를 해결할 수 있는 장점을 지니고 있어, 현장타설말뚝의 사용이 점점 증가하고 있는 추세이다. 본 논문에서는 부산 광안대로와 수영 3호교 건설현장의 암반에 관입된 현장타설말뚝 2본에 대한 정재하시험 데이터와 기존에 제안되어진 여러 극한지지력 산정식을 비교·검토 하였으며, 이 과정에서 발견한 국내설계의 문제점을 제시하고 이를 보완하기 위한 방법을 제안하고자 하였다.

**주요어** : 현장타설말뚝, 정재하시험, 극한지지력

\* 정회원 · 한양대학교 공과대학 토목공학과 겸임 교수

\*\* 정회원 · 한국도로공사 도로연구소 책임연구원

\*\*\* 정회원 · 한양대학교 공과대학 토목공학과 석사과정

## 1. 서론

현재 국내에서 시공되는 말뚝 형태는 크게 타입말뚝(driven pile)과 현장타설말뚝(drilled shaft)으로 분류된다.

현장타설말뚝은 타입말뚝의 항타에 따른 소음, 진동의 문제를 해결할 수 있고, 타입말뚝의 시공이 어렵거나 불가능한 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어진 지반에서도 적용이 가능하여 현장타설말뚝에 대한 연구가 1960년대 이후에 외국에서 광범위하게 실시되었으며, 최근에는 국내에서도 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있는 추세이나, 아직까지 현장타설말뚝에 관한 국내의 연구는 미비한 실정이다. 이와 같은 실정으로 인해, 현재 국내에서는 현장타설말뚝의 설계를 위해, 연구가 활발한 미국이나 캐나다 같은 외국에서 제안된 설계기준 및 지지력 산정식(FHWA, 1999; AASHTO, 1996; Canadian Geotechnical Society, 1992)을 주로 도입하여 쓰고 있다.

하지만, 이러한 설계기준이나 지지력 산정식은 특정한 외국의 지반이나 암반에 대한 실험과 검증을 통해 제안된 방법으로, 지반이나 기반암의 구성과 성질이 다른 국내에서 그대로 적용하기에는 문제가 있으며, 실제 지반의 극한 지지력과 비교하면, 매우 과소하게 산정되어진다고 알려져 있다(배성우 등, 1996; 경성대, 2000).

따라서, 외국의 설계기준을 국내현장에 사용하기 위해서는 국내에서 시공된 현장타설말뚝에 실시된 정재하시험 데이터와의 비교를 통해 그 적용성을 검토해야 하며, 나아가서는 국내 현장타설말뚝 설계를 위한 독자적인 설계기준을 수립하는 것이 반드시 필요하다 하겠다.

본 논문에서는 부산 광안대로와 수영 3호교 건설현장의 암반에 관입된 현장타설말뚝 2본에 대한 정재하시험 데이터(경성대, 2000; 백경지앤씨, 2002)와 기존에 제안되어진 여러 극한지지력 산정식을 비교·검토 하였으며, 이 과정에서 발견한 국내설계의 문제점을 제시하고 이를 보완하기 위한 방법을 제안하고자 하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 현장타설말뚝의 특징

국내에서는 말뚝기초로 종래까지는 타입말뚝이 주로 사

용되어왔으나, 항타에 따른 소음과 진동으로 인한 민원문제로 인하여 점차 그 사용이 제한되고 있는 실정이다. 이에 반해 현장타설말뚝은 천공된 구멍에 콘크리트를 타설하여 만들어지므로 항타에 따른 소음, 진동의 문제를 해결할 수 있어 인구가 밀집한 도시 주변의 공사에 적합하다. 또한, 타입말뚝의 시공이 어렵거나 불가능한 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어진 지반에서도 적용이 가능하다는 장점이 있어 외국에서는 현장타설말뚝에 대한 연구가 일찍부터 광범위하게 실시되었으며, 최근에는 국내에서도 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있는 추세이다.

현장타설말뚝은 위의 특징 외에도 다음과 같은 장단점을 지닌다. 말뚝의 직경을 타입말뚝에 비해 크게 시공하는 것이 가능하므로 말뚝의 캡을 없앨 수도 있으며, 하나의 말뚝으로도 상대적으로 큰 연직하중을 지지할 수 있고 횡방향 하중에 대한 저항성이 크며, 천공시 주변지반에 가해지는 교란을 줄일 수 있다. 반면에, 시공절차가 말뚝의 품질에 직접적으로 영향을 미치므로 세심한 주의가 필요하며, 기초저부에 피압대수층이나 초연약지반이 있을 경우에는 사용할 수 없고, 해당 공사현장마다 적절한 시공방법이 제시되어야 한다는 단점이 있다.

또한, 현장타설말뚝은 상부구조물이나 횡방향 하중을 지지할 수 있을 뿐만 아니라 사면의 안정, 타이백 벽체의 쉐일레버, 피어를 보호하는 피어 프로텍션 시스템 등에도 적용이 가능하다.

### 2.2 현장타설말뚝의 지지력 이론식

현장타설말뚝의 설계를 위해 가장 좋은 방법은 실제 현장에 시험말뚝을 설치하여 정재하시험을 통하여 지반의 극한지지력을 확인하는 것이나, 공사비나 시험부지 확보 등의 이유로 인하여 설계목적에 위한 정재하시험이 제대로 이루어지고 있지 않는 것이 국내의 현실이다. 따라서, 말뚝의 설계를 위하여 실무에서 주로 사용되어지고 있는 방법은 국내의 설계기준에 제시되어 있는 지지력 산정식을 이용하여 계산된 극한지지력을 설계에 적용하는 것인데 기존의 재하시험에서 알 수 있듯이 이러한 지지력 산정식을 통해 계산된 극한지지력은 실제 지반의 극한지지력과 비교하여 매우 과소하게 계산되어진다고 알려져 있다(배성우 등, 1996; 경성대, 2000).

현재, 국내에서는 현장타설말뚝의 설계를 위해, 연구가

활발한 미국이나 캐나다 같은 외국에서 제안된 설계기준 및 지지력 산정식(FHWA, 1999; AASHTO, 1996; Canadian Geotechnical Society, 1992)을 주로 도입하여 쓰고 있다.

본 논문에서는 이러한 지지력 이론식을 이용하여 산정해 낸 극한지지력과 정재하시험을 통해 구한, 실제 현장지반에서의 실측치를 서로 비교하여 그 신뢰성을 확인해 보고자 하였다.

여기서, 사용된 지지력 이론식은 Reese & O'Neill (1988), Das(1984), Bowles(1988)에 의해 제안된 식과 Canadian Geotechnical Society(1992), FHWA (1999), 기존 도로공사 도로교 설계기준(2000) 및 올해 개정된 도로공사 도로교 설계기준(2002)에서 제안된 식을 사용하였다.

### 3. 정재하시험

#### 3.1 현장개요

본 논문에서는 기존에 제안된 지지력공식과의 비교검토를 위해 부산 수영만 매립지의 광안대로 육상부 제5공구 건설현장과 부산 센텀 진입도로 수영3호교 가설현장에서 실시된 정재하시험 데이터를 사용하였으며 시험말뚝의 제원은 표 1과 같다(경성대, 2000; 백경지앤씨, 2002).

표 0. 말뚝 제원

	광안대로 5공구	수영 3호교
말뚝의 지중관입깊이	32 m	30 m
말뚝의 종류	풍화암지지 현장타설말뚝	풍화암지지 현장타설말뚝
말뚝지름	1 m	1.5 m
정재하시험시 최대시험하중	1500 ton	2050 ton

#### 3.2 지반조사 결과 및 물성치 산출방법

수영 3호교의 경우 데이터 분석결과가 아직 나오지 않은 관계로 N치를 제외한 다른 토사부의 지반물성치(단위중량, 일축압축강도, 비배수강도, 내부마찰각)는 Bowles

(1977)에 의해 제안된 N치와의 상관관계(표 2, 3)를 이용하여 구하였다. 해당 지층의 평균 N치로부터 경험적으로 추정해낼 수 있는 물성치의 범위 중 가장 큰 값을 상한치, 가장 작은 값을 하한치로 규정하였다. 암반부의 일축압축강도를 추정해내기 위해 ISRM(International Society for Rock Mechanics)에서 제안한 강도에 따른 암반분류 기준을 사용하였다(이부경, 1998). ISRM에서는 풍화암이란 용어를 사용하지 않고, 강도에 따라 극연암에서 극경암까지로 분류하고 있으므로 본 논문에서는 가장 연약한 극연암에 대해 제안한 값을 풍화암의 일축압축강도로 추정하여 사용하였다.

토사부와는 달리 암반은 암석의 종류 및 풍화 정도에 따라 일축압축강도나 내부마찰각 같은 물성치의 차이가 매우 크다. 따라서, 여러 학회나 공학자가 제안한 값도 서로 많은 차이가 있으므로, 해당 현장암반에 대한 물성시험 없이 경험적인 값으로 추정하여 실제 설계에 사용하는 것은 매우 주의를 필요로 한다.

표 2. N치에 기초한 사질토의 내부마찰각, 상대밀도, 단위중량의 경험적 수치(Bowles, 1977)

	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
상대밀도 $D_r$	0~0.15	0.15~0.35	0.35~0.65	0.65~0.85	0.85~1.00
보정 N치	0 to 4	4 to 10	10 to 30	30 to 50	50+
내부마찰각 $\phi(^\circ)$	25~30	27~32	30~35	35~40	38~43
습윤단위중량 $\gamma(t/m^3)$	1.12~1.60	1.44~1.85	1.76~2.08	1.76~2.24	2.08~2.41

표 3. N치에 기초한 점성토의 일축압축강도( $q_u$ )와 컨시스턴시에 대한 경험적인 수치(Bowles, 1977)

컨시스턴시	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
$q_u$ (kPa)	0~24	24~48	48~96	96~192	192~384	384+
N치	0~2	2~4	4~8	8~16	16~32	32+
포화단위중량 $\gamma(t/m^3)$	1.61~1.92	1.61~1.92	1.76~2.08	1.92~2.24	1.92~2.24	1.92~2.24

- 비배수 전단강도는 일축압축강도의 1/2.
- 상관관계의 신뢰도가 낮으므로, 예비평가에만 사용.

표 4. 지지력 공식에 사용된 지반 물성치(광안대로 5공구)

심도 (m)	지층	단위중량 $\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	일축압축강도 $q_u$ (t/m <sup>2</sup> )	내부마찰각 $\phi$ (°)	비배수전단강도 $c_u$ (t/m <sup>2</sup> )
0.0~9.1	충적층	1.85	3.974	32	1.997
9.1~11.5	풍화토	1.89	7.948	35	3.994
11.5~32	풍화암	2.26	99.862	36	49.931

표 5. 지지력 공식에 사용된 지반 물성치(수영 3호교)

심도 (m)	지층	$N_{avg}$	단위중량 $\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	일축압축강도 $q_u$ (t/m <sup>2</sup> )	비배수전단강도 $c_u$ (t/m <sup>2</sup> )	내부마찰각 $\phi$ (°)
0.0~5.2	점토자갈층	7/30	1.76~2.08	4.89~9.78	2.45~4.89	-
5.2~10.7	모래층	7/30	1.44~1.85	-	-	27~32
10.7~15.5	점토층	4/30	1.61~1.92	2.45~4.89	1.23~2.45	-
15.5~16.8	모래자갈층	25/30	1.76~2.08	-	-	30~35
16.8~24.5	점토질 풍화토층	35/30	1.92~2.24	39.13~	19.57~	-
24.5~30.0	풍화암층	50/4	2.0~2.5	100~500	-	35~40

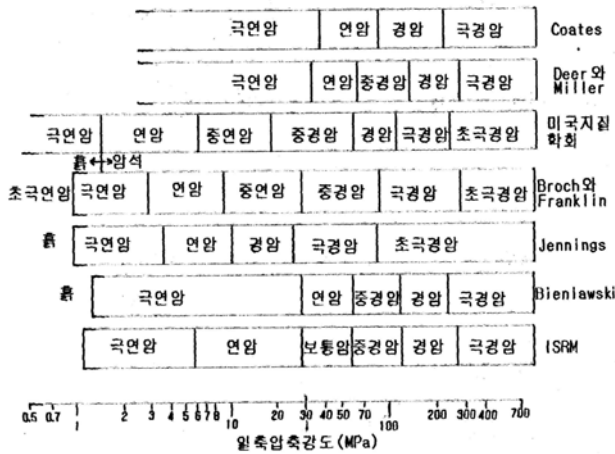


그림 1. 강도에 따른 암반분류기준

#### 4. 정재하시험 결과 및 분석

##### 4.1 기존의 지지력 제안식을 이용한 극한지지력 계산

정재하시험의 실측치와 비교하기 위해 표 4, 5의 지반물성치를 이용하여 기존의 설계기준 및 지지력 제안식에 의한 극한지지력을 계산하였다(표 6, 7).

여기서, 사용된 지지력 이론식은 Reese & O'Neill (1988), Das(1984), Bowles(1988) 등에 의해 제안된 식과 Canadian Geotechnical Society(1992), FHWA (1999), 기존 도로공사 도로교 설계기준(2000) 및 올해 개정된 도로공사 도로교 설계기준(2002)에 따른 것이다.

수영3호교의 경우, 토사부의  $N$ 치와 암반의 일반적인 상태에서부터 산정한 물성치의 상한치와 하한치(표 5)에 대해 각각 극한지지력을 계산하여 지반물성치에 대한 정확한 데이터가 없을 때 설계자의 물성치 추정에 따라 달라질 수 있는 극한지지력의 차이를 비교해 보았다. 그 결과 설계방법에 따라 상한치와 하한치로 구한 총극한지지력 사이에, 최대 3배에 가까운 차이가 발생하였으며, 이는 암반의 일축압축강도의 차이에 따른 영향이 컸다. 따라서, 암반에 관입된 현장타설말뚝의 경우, 설계자에 따른 지지력 산정의 차이를 줄이기 위해서는 토사부의 물성치 뿐만아니라 정확한

암반의 물성치(단위중량, 일축압축강도, 내부마찰각 등)를 측정하는 것이 매우 중요하다는 것을 알 수 있다.

한편, FHWA(1999)에서 제안한 암반부 선단지지력의 산정식은 절리간격 30.5cm 이상, 절리틈새 0.5cm 이하, 기초의 폭은 30.5cm 보다 큰 경우에 대해 적용가능하며, 암의 일축압축강도 외에 이러한 절리 데이터(절리간격, 절리틈새)를 지지력산정식에 직접 사용하고 있다. 그런데, 본 논문의 정재하시험현장에서는 암반 절리면에 대한 상세한 조사가 이루어지지 않아, FHWA(1999)의 산정식에

적용가능한 가장 위험한 상태의 절리값(절리간격 30.5cm, 절리틈새 0.5cm)으로 가정하였고, 그 외의 물성치는 다른 설계기준과 같이 표 4, 5의 물성치를 이용하여 극한 지지력을 계산하였다. 따라서, 선단지지력이 매우 작게 계산되었는데 이는 다른 제안식으로 계산된 선단지지력과 비교해도 매우 작은 값으로, 설계에 FHWA(1999)의 지지력 산정식을 사용하기 위해서는 암반의 절리에 대한 조사가 별도로 이루어져야 한다는 것을 의미한다.

표 6. 지지력 이론식으로 계산된 극한지지력(광안대로 5공구)

광안대로 5공구		Reese & O'Neill (1988)	Braja M. Das (1984)	Joseph E. Bowles (1988)	Canadian Geotechnical Society (1992)	기존 도로공사 도로교 설계기준 (2000)	개정된 도로공사 도로교 설계기준 (2002)	FHWA (1999)	정재하시험 실측치* (δ= 0%)**
심도별	0.0~9.1m	3.78	1.14	1.21	1.55	3.78	3.78	3.78	24.5
평균단위	9.1~11.5m	6.29	2.63	3.08	3.52	6.29	6.29	6.29	29.2
주면마찰력 (t/m <sup>2</sup> )	11.5~32m (암반부)	8.13	4.16	8.28	19.9	1.01	19.9	15.0	8.7
주면마찰력 (ton)		678	320	591	1353	220	1009	1121	1480
단위선단지지력 (t/m <sup>2</sup> )		430	913.9	200	90	430	430	40.76	25.5
선단지지력 (ton)		338	718	157	71	338	338	32	20
총극한지지력 (ton)		1016	1038	748	1424	558	1347	1153	1500

\* 정재하시험 실측치값은 극한지지력이 아닌 재하최대하중하에서의 주면마찰력과 선단지지력의 분담하중.

\*\* δ는 선단부 직경에 대한 선단침하량의 비.

표 7. 지지력 이론식으로 계산된 극한지지력(수영 3호교)

수영 3호교		Reese & O'Neill (1988)		Braja M. Das (1984)		Joseph E. Bowles (1988)		Canadian Geotechnical Society (1992)		기존 도로공사 도로교 설계기준 (2000)		개정된 도로공사 도로교 설계기준 (2002)		FHWA (1999)		정재하시험 실측치* (δ=1.87%)**
		상한	하한	상한	하한	상한	하한	상한	하한	상한	하한	상한	하한	상한	하한	
심도별	0.0~5.2m	2.69	1.35	1.96	0.98	2.45	1.21	2.45	1.23	2.69	1.35	2.69	1.35	2.69	1.35	-***
평균단위	5.2~10.7m	6.43	4.18	2.34	1.44	2.48	1.31	3.18	2.06	6.43	4.18	6.43	4.18	3.01	1.95	-
	10.7~15.5m	1.35	0.68	0.98	0.49	1.23	0.62	1.23	0.62	1.35	0.68	1.35	0.68	1.35	0.68	-
	15.5~16.8m	7.94	5.04	4.6	2.83	5.4	2.83	6.16	3.92	7.94	5.04	7.94	5.04	12.2	7.76	-
주면마찰력 (t/m <sup>2</sup> )	16.8~24.5m	10.76	10.76	7.83	7.83	9.79	9.79	5.22	3.46	10.76	10.76	10.76	10.76	10.76	10.76	-
	24.5~30.0m (암반부)	6.58	4.45	6.95	4.64	12.49	7.04	44.55	19.9	2.64	1.01	44.6	19.9	46.87	15	-
주면마찰력 (ton)		854	684	609	487	847	624	1535	754	751	595	1453	913	1835	916	1904
단위선단지지력(t/m <sup>2</sup> )		430	430	2526.6	869.7	133.3	133.3	370.5	74.1	364.2	364.2	364.2	364.2	197.5	39.5	82.6
선단지지력(ton)		760	760	4465	1537	236	236	655	131	644	644	644	644	349	70	146
총극한지지력(ton)		1614	1444	5074	2024	1083	860	2190	885	1395	1239	2097	1557	2184	986	2050

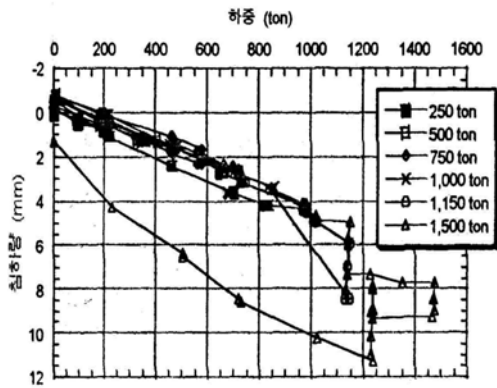
\* 정재하시험 실측치값은 극한지지력이 아닌 재하최대하중하에서의 주면마찰력과 선단지지력의 분담하중.

\*\* δ는 선단부 직경에 대한 선단침하량의 비.

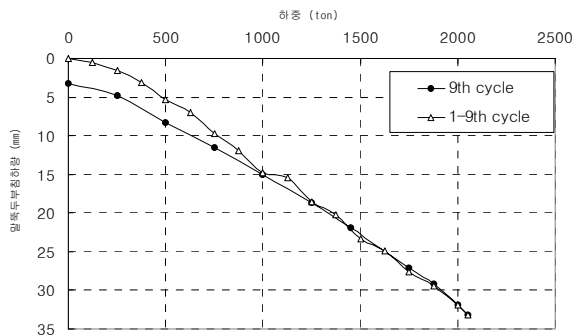
\*\*\* - 는 정재하시험 실측치에서 평균단위주면마찰력을 데이터부족으로 구할 수 없었음을 의미.

## 4.2 현장 정재하시험결과와 지지력 이론식을 이용한 극한지지력과의 비교

국내에서 실시된 일반적인 정재하시험은 하중에 따른 말뚝두부의 변형량만을 측정하여 설계하중에 대한 검증목적으로만 사용하였다. 그러나, 본 논문에서 사용된 부산 광안대로 5공구와 수영 3호교에서 실시된 정재하시험에서는 하중-말뚝두부변형량(그림 2)뿐만 아니라 말뚝깊이에 따라 심도별로 스트레인 게이지(철근 응력계, 콘크리트 응력계)를 설치하여 축하중전이해석을 수행하였다. 이를 통해 주변마찰력 및 선단지지력을 분리하여, 지지력 산정식으로 구한 극한지지력과 비교하였다(그림 3~5).



(a) 광안대로 5공구



(b) 수영 3호교

그림 2. 하중-변위 곡선

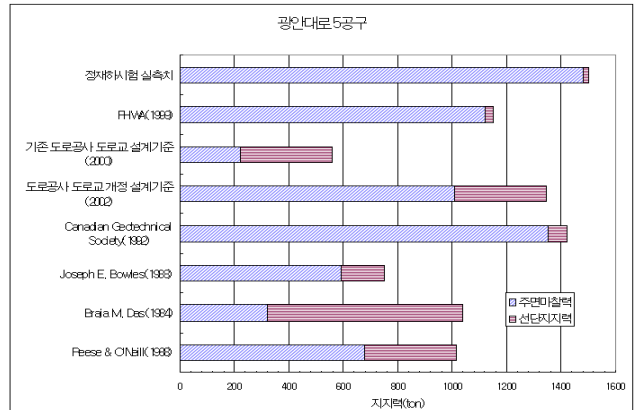


그림 3. 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교 (광안대로 5공구)

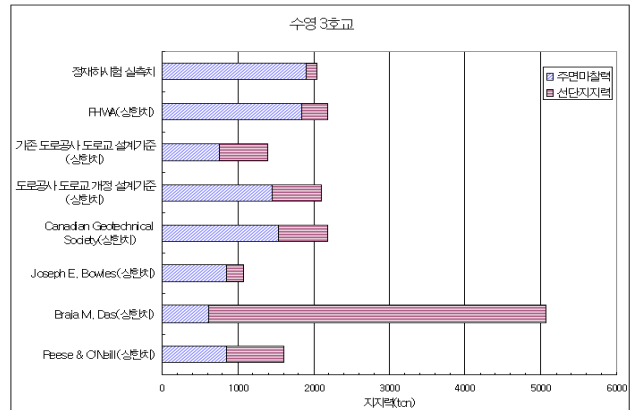


그림 4. 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교 (수영 3호교, 상한치)

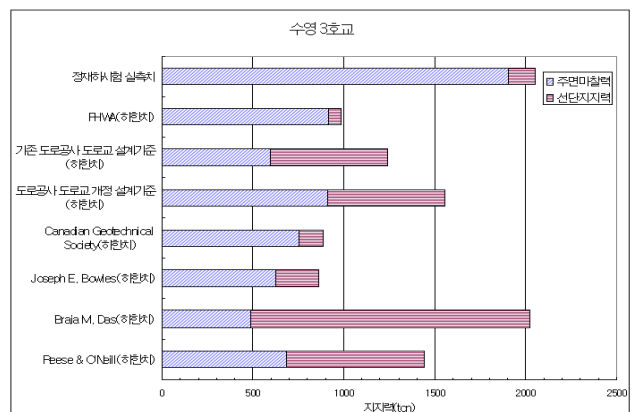


그림 5. 지지력 이론식값과 재하시험 실측값과의 비교 (수영 3호교, 하한치)

재하시험시 광안대로 5공구와 수영3호교의 시험말뚝에 각각 1500 ton, 2050 ton의 하중을 재하하였으나, 하중-변위 곡선은 그림 2에서와 같이 탄성거동만을 보였다. 또한, FHWA(1999)에 따르면, 사질토지반에 설치된 현장 타설말뚝에 대해 주변마찰력은 선단부직경 1% 이상, 선단 지지력은 선단부직경 5% 이상의 침하량이 발생했을 때 각각 극한값이 발휘된다고 하였다. 시험말뚝이 관입된 풍화암은 보링조사결과 완전풍화되어 실트질 모래 및 자갈로 분해되어지는 상태이므로, 이를 사질토로 보고 위의 FHWA(1999)의 기준을 적용하여 보았다. 광안대로 5공구와 수영 3호교의 정재하시험에서 발생한 말뚝두부침하량은 각각 11mm와 35mm로 측정되었고, 여기서 Vesic(1977)이 제안한 식으로 구한 말뚝자체의 탄성압축 변형량(광안대로5공구 : 11mm, 수영3호교 : 7mm)을 제외하면 실제 말뚝의 선단침하량은 0mm와 28mm가 된다. 이는 선단부직경에 대해 0%와 1.87%에 해당하는 값으로 위의 FHWA에서 제안한 침하량과 비교해보면 아직 극한지지력에 도달하지 못한 값을 알 수 있다. 즉, 표 6, 7 및 그림 3~5에 나타나있는 정재하시험 실측치의 주변마찰력과 선단지지력은 극한값이 아니라, 각각 1500ton, 2050ton의 재하하중이 가해졌을 때 말뚝주면과 선단에서 측정된 분담하중에 해당하므로 실제 지반의 극한지지력은 이보다 더 클 것이다. 그럼에도 불구하고 지지력 산정식으로 계산된 극한지지력은 정재하시험의 분담하중보다 작거나 비슷한 값을 나타내고 있으며, 이는 지지력 산정식으로 구한 극한지지력이 실제 지반의 극한지지력에 훨씬 못미친다는 것을 의미한다. 그리고, 실제 설계시에는 지지력 산정식으로 구한 극한지지력에는 안전률 3.0을, 정재하시험을 수행한 경우에는 안전률 2.0을 일반적으로 적용하므로 그 차이는 더욱 커지게 된다. 따라서, 이러한 극한지지력에 못미치는, 재하하중보다도 작은 값을 극한지지력으로 계산해내는 기존의 지지력 이론식을 말뚝의 설계에 사용한다면 실제 지반의 지지력보다 과다설계된 비경제적인 공사가 될 수 밖에 없을 것으로 보인다.

따라서, 본 논문의 재하시험 실측치만을 놓고 비교해 보았을 때, 해당 현장의 경우엔 지지력 이론식으로 구한 극한 지지력에 안전률 2.0을 적용하여 설계하여도 말뚝의 안전에 문제가 없어 보인다.

주변마찰력의 경우, 정재하시험에 의한 실측치를 넘어서는 지지력 이론식값이 하나도 없었다. 더구나, 정재하시험

실측치가 극한값이 아니라는 것을 감안하면, 기존의 지지력 산정식이 실제 현장타설말뚝의 극한주면마찰력보다 매우 작게 산정된다는 것을 의미한다. 정재하시험의 주변마찰력 실측치와 비교한 지지력 이론값 중 Canadian Geotechnical Society(1992)와 FHWA(1999)의 주변마찰력 계산값이 가장 근접한 결과를 보였다.

## 5. 결론

광안대로 5공구와 수영 3호교의 시험말뚝에 대한 정재하시험결과와 기존에 제안된 지지력이론식을 이용하여 계산한 극한지지력을 서로 비교해 본 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 지지력 이론식으로 구한 극한지지력은 정재하시험의 실측치보다 대부분 적거나 비슷한 결과를 보였다. 정재하시험의 실측치가 실제 말뚝의 극한지지력에 못미치는 값이라는 것을 감안하면, 제한된 시험결과와 분석이지만, 현재 제안된 지지력 이론식들이 실제 말뚝의 극한 지지력을 제대로 산정해내지 못하고 있다는 것을 의미한다.
2. 본 논문에서 사용된 데이터에 국한된 결과이기는 하나, 재하시험 실측치와 지지력 이론식으로 산정한 극한지지력을 비교해 본 결과, 해당 현장의 경우에는 지지력 이론식으로 구한 극한지지력에 안전률 2.0을 적용하여 설계할 수 있을 것으로 보인다.
3. 비교한 지지력 이론값 중 Canadian Geotechnical Society(1992)와 FHWA(1999)의 주변마찰력 계산값이 정재하시험의 주변마찰력 실측치와 가장 근접한 결과를 보였다. 따라서, 본 논문에서 비교된 제안식 중 Canadian Geotechnical Society(1992)와 FHWA(1999)의 주변마찰력 계산식이 신뢰도가 있는 것으로 분석되었다.
4. FHWA(1999)의 경우 주변마찰력은 실제 정재하시험의 실측치와 가장 근접하였으나 선단지지력은 매우 작게 계산되었다. 그 이유는 선단지지력 계산에 필요한 암반 절리에 대한 데이터가 없어 가장 critical한 조건

으로 가정하여 계산하였기 때문에 판단되며, 차후에 FHWA의 이론식을 설계에 사용하기 위해서는 지반조사시 암반의 절리에 대한 조사가 반드시 수행되어야 할 것으로 보인다.

5. 국내 지반에 적합한 설계방법을 수립하기 위한 충분한 데이터가 축적될 때까지 축하중계측장치를 통한 하중전이해석이 재하시험에 병행되어야 할 것이며, 더불어 실제 극한지지력을 확인하기 위하여 사전 현장시험을 통하여 파괴시까지 하중재하가 이루어져야 할 것으로 보인다.

## 감사의 글

본 논문에 사용한 정재하시험 데이터는 “광안대로 건설공사의 대구경말뚝 정재하시험과 수치해석을 통한 말뚝기초의 안정성 검토 보고서”와 “수영 3호교 현장타설말뚝 정재하시험 보고서”의 결과임을 밝히며 본 연구가 가능하도록 자료를 주신 경성대학교 최용규 교수께 감사드립니다.

(접수일자 : 2002. 10. 30)

## 참 고 문 헌

1. 경성대학교(2000), 광안대로 건설공사의 대구경말뚝 정재하시험과 수치해석을 통한 말뚝기초의 안정성 검토 보고서, Report No. KSU/GT-00-1.
2. 대한토목학회(2001), 도로교설계기준 해설(하부구조 편), 건설정보사.
3. 배성우, 황성일, 조남준(1996), 현장타설말뚝의 하중-침하곡선 예측, 가을학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 327~336.
4. 이부경(1998), 암석역학의 원리, 도서출판 대운.
5. (주)백경지앤씨(2002), 수영 3호교 현장타설말뚝 정재하시험 보고서, Report No. PTR-02-115.
6. 최용규(1989), 개단강관말뚝의 폐색효과에 관한 실험적 연구, 서울대학교 대학원 토목공학과 박사 학위논문.
7. 한국지반공학회(1997), 지반조사결과의 해석 및 이용, 지반공학시리즈 1, 구미서관.
8. Bowles, J. E.(1977), Foundation Analysis and design, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
9. Bowles, J. E.(1988), Foundation Analysis and Design, Fourth Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
10. Bowles, J. E.(1996), Foundation Analysis and Design, Fifth Edition, McGraw-Hill Book Company, New York.
11. Canadian Geotechnical Society(1992), Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.
12. Das, B. M.(1999), Principles of Foundation Engineering, Fourth Edition, Books/Cole.
13. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H.(1974), Foundation Engineering, John Wiley and Sons, pp. 361~374.
14. Reese, L. C., and O'Neill, M. W.(1988), Drilled Shafts Student Workbook, NHI Course No. 13214, Federal Highway Administration, August.
15. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), Design and Construction of Driven Pile Foundations, Publication No. FHWA-HI-96-033.
16. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1999), Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025.
17. Vesic, A. S.(1977), Design of Pile Foundation, NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.