

축소모형말뚝을 이용한 현장타설말뚝의 지지력 평가

Bearing Capacity Evaluation of the Drilled Shaft Using Small Scale Model Test

조 천 환¹ Cho, Chun-Whan
김 홍 목² Kim, Hong-Mook
김 응 규³ Kim, Woong-Kyu

Abstract

Recently, the top & down method with drilled shafts as a foundation of high rise building is often adopted for the purpose of construction period reduction and construction cost effectiveness. It is common to omit the loading test as a quality assurance on account of the high capacity of drilled shafts for the top & down method. It seems that the capacity of drilled shaft in recent top & down method is beyond that of conventional loading test method. However, the quality assurance for the drilled shaft as foundation of high rise building becomes much more important since the drilled shaft should bear much higher working load. A small scale test pile can be an alternative as a quality assurance for the drilled shaft with high capacities. Through a case study, this paper gives an idea for solving the limitation of the conventional loading test method for the quality assurance of drilled shaft with high capacities. In particular, this paper analyzed the scale effect for a small drilled shaft installed into bedrock, which could be used for an alternative.

요 지

최근 건축구조물이 대형화됨에 따라 현장타설말뚝을 이용한 Top-Down 공법이 공기단축 및 경제성 등의 이유로 자주 채택되고 있다. Top-Down 기초로 시공되는 현장타설말뚝의 경우 설계하중이 크다는 이유로 인해 품질확인용 재하시험을 생략하는 경우가 대부분이며, 대규모 설계하중을 검증하기 위한 전통적인 재하시험 방법 또한 적용하기 곤란한 경우가 많다. Top-Down 공법에 있어 건축구조물의 대형화에 의한 현장타설말뚝의 사용하중이 증대됨에 따라 현장타설말뚝에 대한 품질확인은 점차 중요시되고 있으며, 이에 대한 대안으로서 축소모형말뚝을 이용한 시험방법의 적용이 가능할 것으로 판단된다. 본 연구에서는 대구경 현장타설말뚝의 지지력 측정시 전통적인 재하시험 방법의 한계를 극복하기 위하여 축소모형말뚝을 이용하는 방안을 제시하였으며 특히, 시험결과의 해석을 위해 암반에 근입된 현장타설말뚝의 치수효과에 관한 분석 방법을 제안하고 평가해 보았다.

Keywords : Drilled shaft, Load test, Scale effect, Small scale test pile, Top & down method

1. 서 론

Top-Down 기초공에서 계획되는 대구경 현장타설말

뚝은 건물규모와 기둥간격에 따라 매우 큰 하중을 지지하도록 설계되는 것이 일반적이므로 실시공 말뚝에 대한 전통적인 재하시험 방법의 적용이 곤란한 경우가

1 정회원, 삼성건설 T.A.팀 전문위원 (Member, Technical Advisor, T.A. Team, Samsung Corp., chunwhan.cho@samsung.com)

2 삼성건설 프로젝트 Risk 관리팀 부장 (General Manager, Project Risk Management Team, Samsung Corp.)

3 삼성건설 주택공사팀 토목파트 대리 (Assistant Manager, Housing Construction Team-Civil Part, Samsung Corp.)

많다. 국내의 Top-Down 기초에서 현장타설말뚝의 경우 설계하중이 크다는 이유로 품질확인용 재하시험을 생략하는 경우가 대부분이다.

본 연구에서는 현실성 있는 시험하중의 재하가 가능하도록 축소모형말뚝 시공을 통한 대구경 말뚝의 지지력 평가방법을 검토하여 제안하였다. 또한, 소구경 현장타설말뚝의 재하시험을 통하여 지지력을 측정 후 축소모형말뚝의 시험결과에 대해 제안된 방법을 토대로 대구경 실제말뚝의 지지능력을 평가해 보았다.

본 연구 현장에서 Top-Down 기초로 실제 시공된 현장타설말뚝은 직경이 800mm 또는 2,000mm이며, 최대 설계하중이 약 3,000ton/본 정도로서 연암 이하에 근입되도록 계획되었다. 시공말뚝에 대한 지지력 검증을 위해 재하시험을 계획하였지만 재하하중의 문제로 현장에서 선택할 수 있는 시험법이 매우 제한되었다. 즉 시공말뚝에 전통적인 재하시험을 실시할 경우 필요한 최소하중은 설계하중의 200% 정도인 6,000ton/본 정도인데, 이 정도 규모의 시험하중 도입은 본 현장에서 현실적이지 않았다. 따라서 재하시험방법으로 축소모형말뚝을 이용하는 방법과 O-Cell(Osterberg Cell) 시험방식을 고려하게 되었다.

O-Cell 방식은 시험말뚝 제작 및 시험장치에 있어 간편성이 인정되며, 시험말뚝에 대한 구조적 거동을 파악할 수 있는 장점이 있다. 그러나 O-Cell 방식은 전체 항복하중이 말뚝의 주면과 선단의 항복하중 중 작은 것에 지배되므로 시험말뚝의 크기나 시험하중을 조정할 필요가 있으며, 이에 따르는 비용이 증가하는 단점이 있다. 반면 축소모형말뚝 방식은 소구경 말뚝을 이용함으로써 항복하중 파악이 용이하지만, 모형말뚝의 제작 및 시험장비의 설치가 어렵고 말뚝재료의 구조적인 거동 파악이 불가능한 단점이 있다.

두 가지 시험 방식은 본 현장에 대해 각각 일정일단이 있지만, 본 연구 현장에서는 경제성이 우선적으로 고려되어 축소모형말뚝 방식이 최종적으로 채택되었다. 축소모형말뚝 방식은 설계하중을 검증할 수 있는 충분한 시험하중의 재하가 가능하도록 하기 위해 주면과 선단지지력을 각각의 다른 말뚝에서 분리하여 측정하는 분리시험 방식으로 계획하였다.

축소모형말뚝에 대한 재하시험 결과를 이용하여 대구경 실제 말뚝의 지지력을 평가하기 위해 치수효과(scale effect)를 고려하였다. 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대해 치수효과를 고려하는 방법에는 여러 아이디어가 있지만 본 논문에서는 실무에서 적용 및 이해가

간편한 방식을 제안하고 기존의 시험 데이터를 이용하여 이를 평가해보았다. 제안된 방법은 주면지지력의 경우 Seidel and Collingwood(2001), 조천환 등(2003)의 연구결과를 이용하였으며, 선단지지력의 경우 Williams et al.(1980) 및 Ladanyi and Roy(1971)의 연구결과를 이용하여 대구경 현장타설말뚝의 지지력을 경제적이고 효과적으로 평가하였다.

2. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 치수효과를 고려하는 방법

암반에 근입된 축소 현장타설말뚝의 지지력을 통하여 실제 대구경 현장타설말뚝의 지지력을 평가하기 위해서는 말뚝의 전단거동 및 주변 암반조건에 따르는 치수효과를 고려해야 한다. 본 절에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 관한 기존 연구결과를 이용하여 치수효과를 고려하는 방법에 대해 고찰해 보았다.

2.1 주면지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면지지력의 예측식은 주로 경험적인 방법에 의존한 것이며, 식 (1)과 같은 형태로 표현할 수 있다.

$$f_{su} = \alpha q_u^\beta = \alpha_q q_u \quad (1)$$

여기서, f_{su} 는 암반 근입 말뚝의 단위면적당 극한주면지지력, q_u 는 암석(또는 콘크리트)의 일축압축강도, α 와 β 는 경험상수를 의미하며, α_q 는 부착계수(adhesion factor)로 상수이다.

식 (1)은 주면지지력에 미치는 영향요인을 암석(또는 콘크리트)의 일축압축강도로 한정하여 경험적으로 나타낸 것이라 할 수 있으며, 제안된 경험상수는 $\alpha=0.15 \sim 0.44$, $\beta=0.36 \sim 1.00$ 정도의 범위로서 매우 큰 편차를 나타내고 있다. 경험식의 한계에 대해서는 조천환 등(2002)의 논문에 요약되었다. 이러한 문제는 식 (1)이 현장의 실제 상황을 잘 반영하지 못한 것에 기인한다.

Johnston and Lam(1989)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 실질적인 거동 분석을 위해 CNS(Constant Normal Stiffness) 조건으로 정의되는 전단거동을 제안하였다. 이러한 조건에서 현장타설말뚝의 거동은 암반의 변형계수(E_m) 및 포와송비(ν)를 포함하여 그림 1에 나타낸 것과 같이 socket의 크기(scale) 및 거칠기

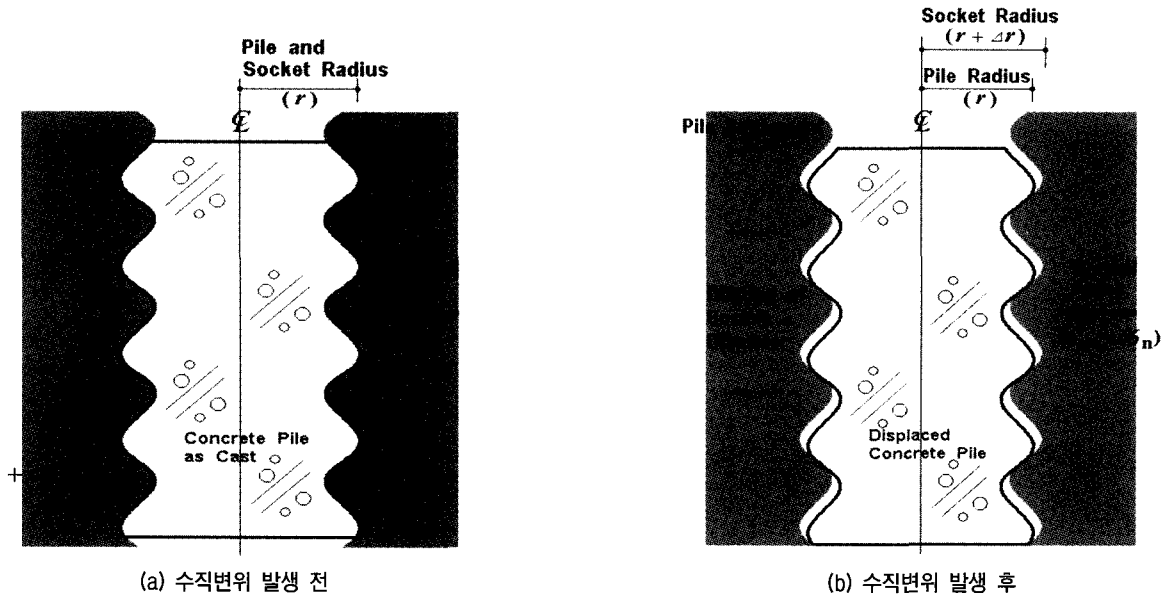


그림 1. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 이상적 거동(Johnston and Lam, 1989)

(roughness)와 밀접한 관계가 있음을 알 수 있다.

그림 1에서 말뚝에 하중이 작용하여 전단거동이 시작되면 말뚝의 수직변위 발생에 따라 socket은 팽창(dilation)하게 되고 socket 굴착면에는 이에 상응하는 수직방향의 응력 증가가 발생하게 된다. 수직응력 증가분은 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\Delta\sigma_n = \frac{E_m}{(1+\nu)} \frac{\Delta r}{r} \quad (2)$$

식 (2)를 재배열하면 일정 강성도 조건식을 유도할 수 있으며, 이를 CMS라고 정의한다(Johnston and Lam, 1989). 식 (3)은 식 (2)를 정리한 것으로서 항복응력 상태 이전의 탄성영역 내에서 암반에 근입된 콘크리트 말뚝의 거동을 이론적으로 모델링 한 것이다. 즉, 하중 작용시 말뚝이 암반 굴착면을 따라 미끄러질 때 발생하는 socket의 팽창(dilation)과 socket 벽면에 대한 수직응력 증가분의 관계를 기본으로 하여 유도한 것이다.

$$K = \frac{\Delta\sigma_n}{\Delta r} = \frac{E_m}{(1+\nu) r} \quad (3)$$

암반의 공학적 특성이 일정한 조건에서 현장타설말뚝은 CMS 조건하에서 거동하며, 암반 socket의 수직응력 증가분과 관련 있는 강성도(K)는 식 (3)에서 말뚝의 반경(r)과 반비례하는 형태를 나타낸다. 말뚝의 주면저항력은 socket 벽면의 응력 증가에 의해 발휘되므로 결과적으로 식 (3)을 통해 말뚝 반경의 증가에 따라 단위면적당 주면저항력이 감소되는 현장타설말뚝의 치수효

과(scale effect)가 나타나게 된다.

CMS 조건으로 수행된 실험 및 이론적 분석(Haberfield and Seidel, 1996; Seidel and Collingwood, 2001; 조천환 등, 2003, 2004)에 의하면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력에 영향을 미치는 주요 변수는 암석의 일축압축강도, 암반의 변형계수, 초기응력상태, socket 직경, 암반과 콘크리트면의 잔류마찰각, socket roughness 등으로서 다양하게 나타난다. Seidel and Collingwood (2001)는 이러한 변수를 고려하기 위해 수많은 재시험 자료의 분석, 실내시험 및 수치해석을 이용한 변수연구를 통해 주면저항력을 구할 수 있는 방법으로서 식 (4)와 같은 무차원 계수인 주면저항계수(SRC ; Shaft Resistance Coefficient)를 제안하였다.

$$SRC = \eta_c \frac{n}{(1+\nu)} \frac{\Delta r_s}{d_s} \quad (4)$$

여기서, η_c 는 시공방법에 따른 감소계수(reduction factor)이며, Williams and Pells(1981), Holden(1984), Hassan and O'Neill(1997), Cheng(1997)의 연구결과를 근거로 제안된 값으로서 0.3~1.0의 범위를 갖는다. n은 E_m / q_u 로 정의되며, d_s 는 말뚝의 직경이다. Δr_s 는 암반 굴착부의 거칠기(socket roughness)에 관한 평균높이로서 공벽 scanning 또는 molding 등의 방법을 통해 직접 측정할 수도 있으며, Seidel and Collingwood(2001)가 제안한 도표(그림 2 참조)를 이용하여 추정할 수 있다. 본 현장 암석의 일축압축강도는 300~1,200kg/cm² 정도이므로 그림 2에 대응하는 Δr_s 는 1~4mm 정도이며, 이

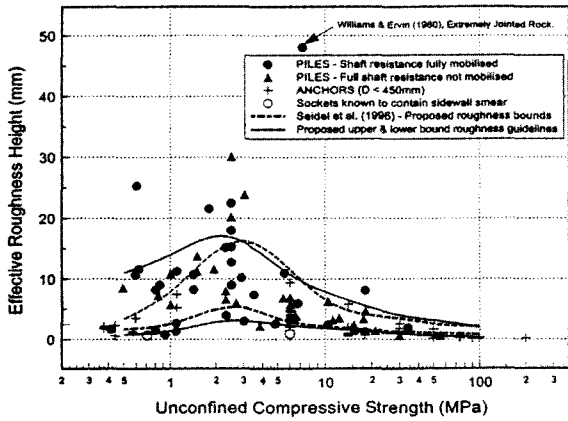


그림 2. Socket roughness

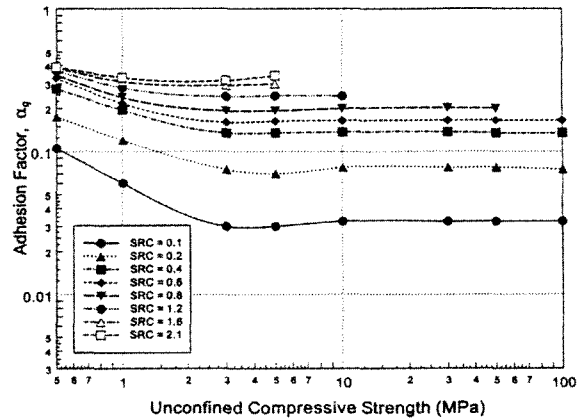


그림 3. SRC에 따른 부착계수

값은 10여개의 국내 현장에서 측정된 조천환 등(2003)의 연구결과와도 유사하다.

Seidel and Collingwood(2001)는 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 전단거동 분석을 통하여 SRC 값이 일정하다면 암반과 콘크리트 접촉면의 첨두전단저항값(peak shear resistance)은 E_m , ν , d_s , Δr_s 의 변화와는 관계없이 일정하다는 사실을 알 수 있었으며, 이를 통하여 SRC 및 일축압축강도로부터 암반 근입 현장타설말뚝의 주면 지지력을 추정하는 것이 가능하다는 사실을 밝혀냈다.

암석의 일축압축강도로부터 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한주면지지력을 산정할 경우 필요한 부착계수(α_q)는 Seidel and Collingwood(2001)가 제안한 그림 3에 나타난 설계도표(SRC - q_u - α_q 관계)로부터 구할 수 있다. 식 (4) 및 그림 3에 의하면 동일 조건하에서 socket 직경이 증가함에 따라 부착계수는 감소함을 알 수 있다. 부착계수의 감소는 결국 말뚝 주면지지력의 감소를 의미하는데, 이 결과를 적용하면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 치수효과 분석이 가능하다.

실시공말뚝과 축소모형말뚝이 시공되는 암반조건이 일정하다면 SRC 값은 각 말뚝의 직경(d_s)에 의해서만 달라지는 것을 식 (4)를 통해 알 수 있다. 각 경우에 대한 SRC 및 부착계수를 구한다면 식 (1)의 관계로부터 치수효과가 고려된 실시공말뚝(대구경)과 축소모형말뚝(소구경)의 주면지지력(f_{su})의 관계는 식 (5)와 같이 정리할 수 있다.

$$f_{su}(\text{실시공말뚝}) = \frac{\alpha_q(\text{실시공말뚝})}{\alpha_q(\text{축소모형말뚝})} f_{su}(\text{축소모형말뚝}) \quad (5)$$

2.2 선단지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력과 관련된

치수효과에 대해서는 아직 충분한 연구가 이루어 지지 않은 것으로 보여지지만 국내의 철도설계기준, Canadian Foundation Engineering Manual(1992) 등 많은 설계기준에서 채택하고 있는 Ladanyi and Roy(1971)의 제안식을 이용하면 선단지지력과 관련된 치수효과를 정량화 할 수 있다. Ladanyi and Roy(1971)의 식에 따르면 암반의 극한선단지지력은 암석의 일축압축강도, 경험상수 및 암반 근입심도와 관계가 있으며, 식 (6)으로서 표현된다.

$$q_b = 3 q_u K_{sp} d \quad (6)$$

여기서, q_b 는 암반 선단부의 단위면적당 극한지지력이며, 경험상수 K_{sp} 와 깊이계수 d 는 다음 식으로 나타낸다.

$$K_{sp} = \frac{3 + c/d_s}{10 \sqrt{1 + 300 \delta/c}} \quad (7)$$

$$d = 1 + 0.4 \frac{L_s}{d_s} \leq 3 \quad (8)$$

여기서, c 는 불연속면의 간격(spacing), δ 는 불연속면의 간극(aperture), L_s 는 암반근입부(socket)의 길이를 의미하며, $0.05 < c/d_s < 2.0$ 와 $0 < \delta/c < 0.02$ 의 제한범위를 갖는다.

Franklin and Gruspier(1983) 등은 경험상수 K_{sp} 를 말뚝의 치수효과 및 암반 불연속면의 상태를 포함한 상수라고 표현한 바 있다. Ladanyi and Roy(1971)의 제안식 (6)에 의하면 암반조건 및 시공깊이가 동일한 조건에서 현장타설말뚝의 직경이 증가함에 따라 선단부 암반의 극한지지력은 감소하게 되는 치수효과(scale effect) 특성을 알 수 있다.

일정한 암반조건에서 축소모형말뚝의 선단지지력으로부터 실시공말뚝의 지지력을 추정하는 방법은 식 (9)와 같

이 경험상수 K_{sp} 와 깊이계수 d 의 비를 이용할 수 있다.

$$q_b(\text{실시공말뚝}) = \frac{[K_{sp} d]_{(\text{실시공말뚝})}}{[K_{sp} d]_{(\text{축소모형말뚝})}} q_b(\text{축소모형말뚝}) \quad (9)$$

3. 문헌 데이터를 이용한 치수효과 제안식의 평가

전장에서 제안한 바와 같이 치수효과를 반영한 지지력 산정방법의 적용성을 검토하기 위해 여기에서는 문헌자료에서 조사된 현장타설말뚝의 시험데이터를 이용하여 제안식을 평가해보았다.

3.1 주면지지력

본 절에서는 2.1 절에서 제안된 방법의 적용성을 평가하기 위해 우선 기존의 현장타설말뚝 시험데이터의 치수효과 경향을 분석해 보고, 또한 이들 데이터에 대해 제안된 방법을 적용하여 분석한 관계곡선을 함께 도시하여 평가해 보았다. 분석에 이용된 시험데이터(표 1 참조)는 호주 West Pymble Sydney의 sandstone에 대하여 시험말뚝의 직경을 변화시키며 극한주면지지력을 측정 한 결과로서, 각 시험조건에 따라 암석의 일축압축강도

(q_u) 및 socket roughness가 파악된 자료이다. 표 1은 참고문헌(건설교통부, 2004)에 나타난 시험조건 및 시험결과를 포함하여 분석에 적용한 SRC 입력변수를 나타낸 것이며, 이 중 거칠기 등급으로 표현된 socket roughness는 Pells and Turner(1980)가 제안한 거칠기 높이 범위에서 중간값을 선택하여 Δr_s 에 적용하였다.

그림 4는 표 1의 시험데이터와 이들을 이용하여 제안된 방법으로 나타낸 곡선을 도시한 것이다. 여기서 곡선은 SRC 입력변수 중 측정되지 않은 사항을 가정하여 상수화 하고, 시험결과 중 기준 데이터에 대한 부착계수의 비로 말뚝 직경별 주면지지력의 상대적인 경향을 분석한 것이다. 그림 4에서와 같이 시험데이터는 직경에 따라 감소하는 것을 볼 수 있으며, 아울러 제안된 방법으로 나타낸 곡선과 유사한 경향을 나타냄을 알 수 있다.

3.2 선단지지력

Williams et al.(1980)은 그림 5에서와 같이 현장재하 시험을 분석한 결과 암반상의 현장타설말뚝 직경이 600mm 이상이 되면 선단지지력에 대한 치수효과를 고려하지 않아도 된다고 보고하고 있다. 그러나 말뚝의 근입깊이

표 1. 호주 West Pymble Sydney의 재하시험 결과 및 제안된 방법으로 분석한 결과

구분	문헌 자료				분석 자료						
	q_u (MPa)	거칠기 등급	d_s (mm)	f_{su} (MPa)	η_c	n	ν	Δr_s (mm)	SRC	a_q	f_{su} (MPa)
Case 1	6	R1	160	0.94	1.0	100	0.25	1.0	0.50	0.150	1.16
	6	R1	160	1.13	1.0	100	0.25	1.0	0.50	0.150	1.16
	6	R1	160	1.16	1.0	100	0.25	1.0	0.50	0.150	1.16
	6	R1	255	1.65	1.0	100	0.25	1.0	0.31	0.110	0.80
	6	R1	290	0.32	1.0	100	0.25	1.0	0.28	0.095	0.73
	6	R1	290	0.68	1.0	100	0.25	1.0	0.28	0.095	0.73
	6	R1	315	0.89	1.0	100	0.25	1.0	0.25	0.085	0.66
Case 2	6	R3	315	1.41	1.0	100	0.25	7.0	1.78	0.320	1.41
	6	R3	710	0.65	1.0	100	0.25	7.0	0.79	0.200	0.88
비고						가정			식 (4)	그림 3	식 (1)

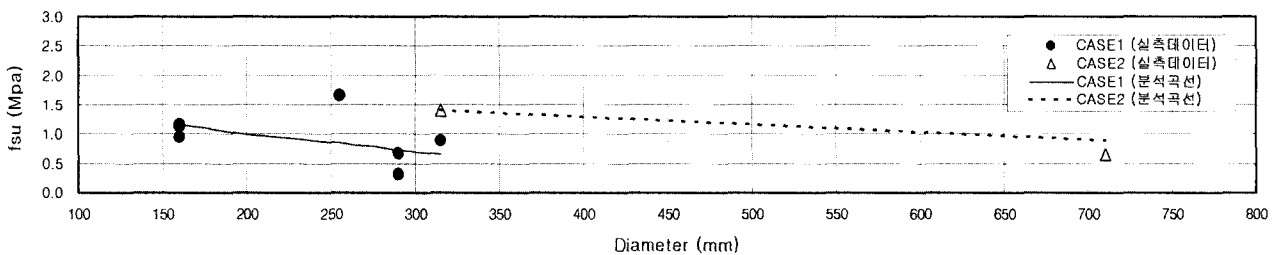


그림 4. 호주 West Pymble Sydney의 재하시험 결과와 제안식으로 나타낸 곡선의 비교

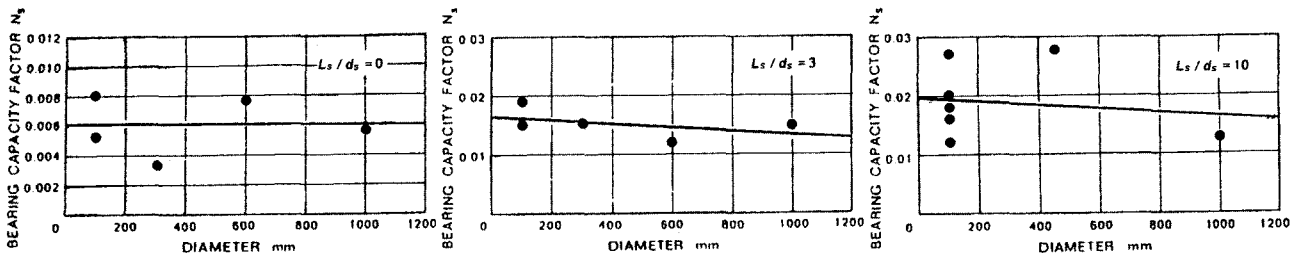


그림 5. 선단지지력에 대한 말뚝직경의 영향(Williams et al., 1980)

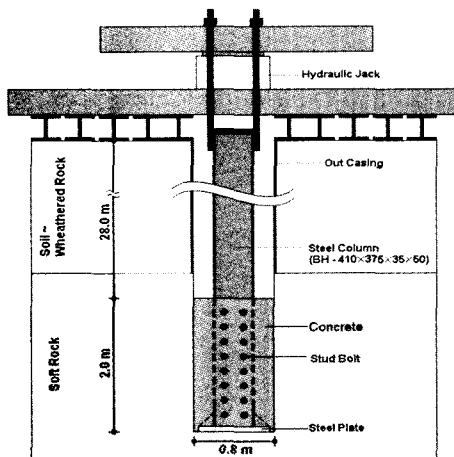
비(L_s/d_s)에 따라 측정된 지지력계수($N_s = q_b/E_m$)를 나타낸 그림 5를 자세히 보면 600mm 이상의 말뚝에서 반드시 치수효과가 없다고 단정할 수는 없으며, 근본적으로 암반위의 선단지지력의 치수효과는 불연속면의 상태에 의존하므로 치수효과는 현장조건에 따라 상대적으로 검토할 필요가 있다고 판단된다.

4. 현장타설말뚝의 지지력 평가를 위한 축소모형 말뚝 재하시험

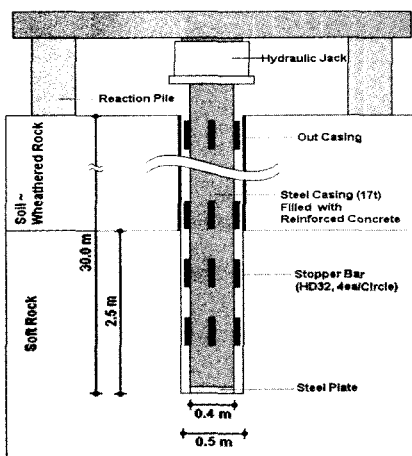
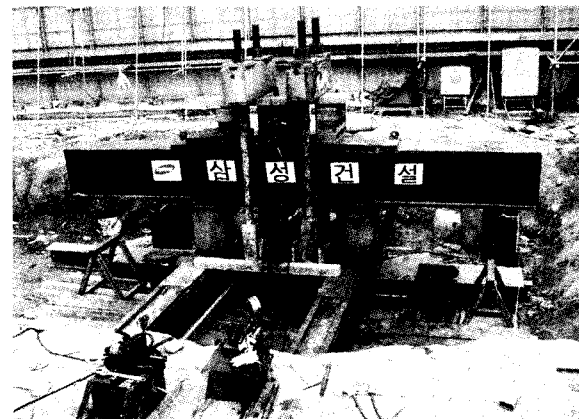
4.1 시험 및 지반조건

4.1.1 시험장치

주면지지력과 선단지지력을 분리 측정하기 위하여 각 조건에 부합되는 두 종류의 축소모형말뚝을 제작하



(a) 주면지지력 측정



(b) 선단지지력 측정

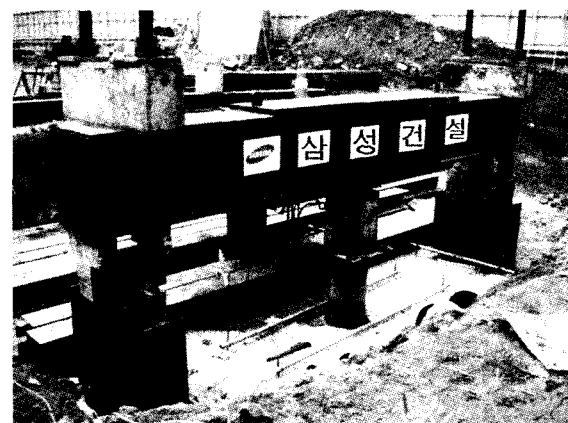


그림 6. 재하시험 장치 및 시험전경

였다. 축소모형말뚝의 직경은 현장여건 및 후술할 적정 시험하중을 고려하여 주면 및 선단조건에서 각각 800mm와 400mm로 결정하였다. 모형말뚝들은 현장의 대표성을 갖도록 지반조사 결과를 참고하여 연암부에 각각 설치되었다. 주면지지력 시험용 모형말뚝은 대표적인 연암부를 굴착하고 보강재를 삽입한 후 콘크리트를 타설(말뚝길이 2.0m)하여 제작하였고, 선단지지력 시험용 모형말뚝의 경우 깊이계수를 고려하기 위해 해당 부분까지 재하용 강관과 유사한 직경(0.50m)으로 굴착을 실시한 후 강관을 이용하여 시험을 실시하였다. 여기서 선단 재하용 강관은 좌굴이 일어나지 않도록 보강되었다.

재하방법으로는 주면시험에는 인발하중을, 선단시험에는 압축하중을 가하되 하중재하절차는 ASTM 재하시험방법에 준하여 실시하였다.

재하장치의 설치가 완료된 후 두 말뚝에 대한 시험장치 및 시험전경은 그림 6과 같다.

4.1.2 시험하중

시험하중은 설계하중을 확인하고 가능한 범위의 항복하중을 재하하기 위해 치수효과에 의한 지지력 감소정도, 현장상황 및 지원정도, 말뚝의 크기 등을 고려하여 선정하였다. 표 2에는 이들을 고려하여 결정된 시험하중과 설계하중의 크기를 비교하여 나타내었다.

4.1.3 지반조건

본 현장의 지층은 지표로부터 매립층 및 퇴적토, 풍화토층, 풍화암층, 연암이하 기반암으로 구성되어 있으며, 기반암은 편마암이다. 그림 7은 주면시험용 모형말뚝의 중심(선단시험용 모형말뚝과는 약 3.0m 이격)에서 시추조사한 결과와 모형말뚝의 설치심도를 나타내었다. 시험이 대표성을 갖도록 하기 위해 모형말뚝의 설치심도는 시공말뚝의 근입심도로 관리한 RQD=40% 정도의 연암층 조건과 가능한 한 일치하도록 계획하였다.

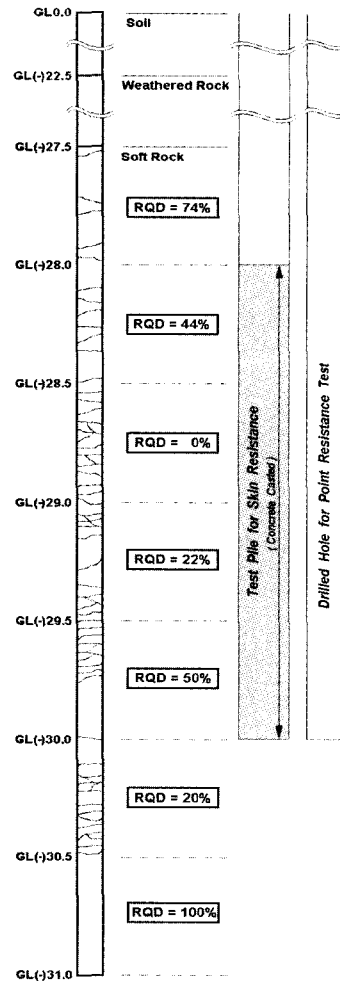


그림 7. 시험위치 연암층의 Drill Log

시험 분석시 적용된 암반의 특성치(일축압축강도, 변형계수)는 시험위치에서의 자료가 없는 관계로 시험현장 전반에 걸쳐 수행된 시험결과를 분석하여 평균치를 적용하였다. 그림 8은 RQD와 일축압축강도 및 변형계수의 경향을 분석한 결과이다. 그림에서 RQD=40%에 해당하는 암반의 평균 변형계수는 10,000kg/cm² 정도이며, 암석의 평균 일축압축강도는 450kg/cm² 임을 알 수가 있다.

표 2. 설계지지력 및 시험하중의 결정

설계 지지력				시험 말뚝			
구 분	말뚝직경(mm)	설계지지력(ton/m ²)		구 분	말뚝직경(mm)	시험하중 계획	
		허 용	극 한			ton	ton/m ²
주 면	800	32	96	주면	800	600	120
	2,000	16	48				
선 단	800	1,590	4,770	선단	400	600	4,780
	2,000	1,030	3,090				

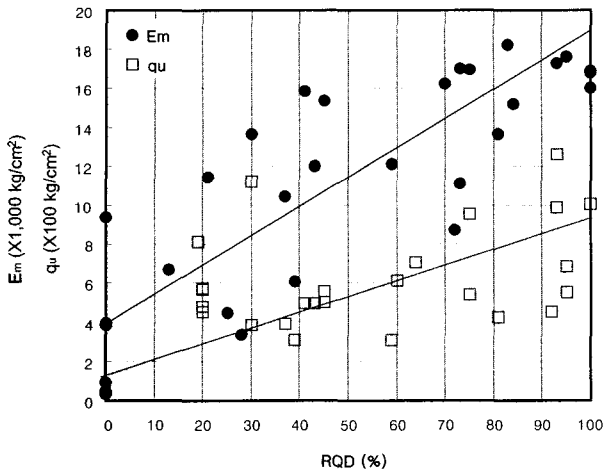


그림 8. 현장 암반의 변형계수(E_m) 및 암석 일축압축강도(q_u)의 관계

4.2 시험결과

그림 9(a)에는 주면 및 선단의 재하시험에 대한 결과를 나타내었다. 시험도중 기계장비 작동 미숙으로 하중(P)-침하량(S)곡선이 원만하게 측정되지 않은 경우도 있었는데 이러한 경우는 전후 단계의 침하량을 바탕으로 내삽이 가해졌다. 본 재하시험의 경우 지표로부터 모형말뚝 위치까지의 깊이가 상당히 깊어 하중을 전달하는 도구(주면의 경우 H형강, 선단의 경우 강관)의 탄성변형이 커져 하중의 제하를 통해 얻은 순침하량을 위주로 분석하였다. 이러한 순침하량은 일반적인 재하시험에서 분석되는 침하량 중 지반의 탄성침하량이 배제된 것이므로 침하량 자체는 상대적으로 작지만 항복하중이나 극한하중을 결정하는 데는 문제가 없다고 생각된다. 그림 9(b)는 여러 방법 중 순침하량(S_N)에 대해 분석이 가능한 LogP-Log S_N 분석을 실시한

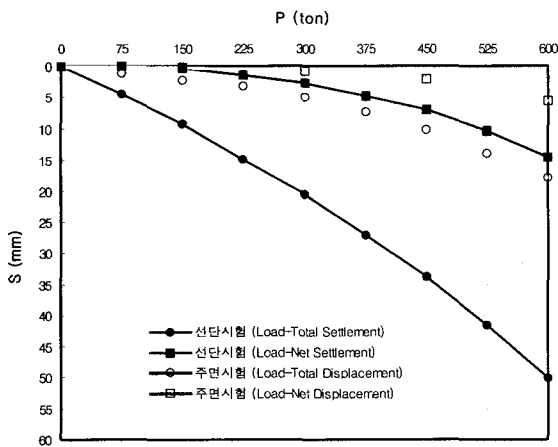
결과이다. 분석결과 주면 및 선단시험 모두 시험하중 내에서 항복점이 발견되지 않았으므로 항복하중은 두 경우 모두 시험하중인 600ton 이상인 것으로 판단된다. 이를 단위면적당 지지력으로 환산하면 주면과 선단 극한지지력은 각각 180ton/m²와 7,140ton/m² 이상이 된다.

4.3 재하시험 결과의 분석

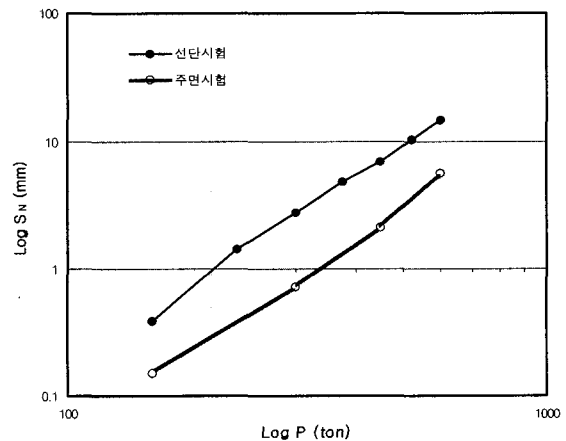
4.3.1 주면지지력

입력변수에 따른 SRC 산정결과 및 이로부터 추정되는 암반 부착계수(α_q)를 표 3에 나타내었다. 입력 변수 중 n 은 그림 3에서 SRC에 따른 α_q 의 계산이 곤란하여 측정값($n=25$)을 사용하지 않고 일반적인 암반의 평균치인 100을 적용하였다. 본 절의 분석은 부착계수를 계산하여 일축압축강도를 이용한 지지력을 계산하는 것이 아니고 말뚝직경에 따르는 상대적인 지지력의 감소율을 구하는 것이므로 n 을 일반적인 평균치로 가정하여도 전체적인 지지력은 차이가 크지 않다고 판단된다. 이러한 사실은 n 의 변수 연구를 통해서 확인해 보았다.

실제말뚝과 모형말뚝의 부착계수비는 0.45이며, 재하시험에 의한 f_{su} (축소모형말뚝)은 180ton/m² 이상이므로 앞서 설명한 식 (5)의 관계로부터 직경 800mm와 2,000mm인 실시공말뚝의 극한주면지지력은 각각 180ton/m²와 80ton/m² 이상인 것으로 평가할 수 있다. 이를 표 2의 설계 극한지지력과 비교할 때 본 현장에 시공된 대구경 실제말뚝은 소정의 지지력을 확보하고 있는 것으로 판단할 수 있다.



(a) P-S 곡선



(b) LogP-Log S_N 곡선

그림 9. 현장 재하시험 결과에 따른 하중(P)-침하량(S) 관계

표 3. 입력변수 및 SRC, α_q 산정결과

구 분	d_s (mm)	η_c	n	ν	Δr_s (mm)	SRC	α_q
모형말뚝	800	1.0	100	0.2	3.0	0.31	0.100
실제말뚝	2,000	1.0	100	0.2	3.0	0.13	0.045
비 고			일반값		그림 2	식 (4)	그림 3

표 4. 입력변수 및 d, K_{sp} 산정결과

구 분	d_s (mm)	근입길이 (m)		L_s (mm)	d	c (mm)	δ (mm)	K_{sp}	$K_{sp} d$
		풍화암	연암						
모형말뚝	400	5.0	2.5	7,500	3.00	100	0.5	0.206	0.618
실제말뚝	800	4.0	4.0	8,000	3.00	100	0.5	0.198	0.594
	2,000	2.2	2.0	4,200	1.84	100	0.5	0.193	0.355

4.3.2 선단지지력

식 (7) 및 식 (8)에 나타난 깊이계수 (d)와 경험상수 (K_{sp})는 현장 암반상태를 고려하여 산출하였으며, 암반근입길이 (L_s)의 산출에는 풍화암의 근입길이를 포함하였다.

축소모형말뚝의 재하시험결과 측정된 극한선단지지력은 $7,140\text{ton/m}^2$ 이상이므로 식 (9)로부터 극한선단지지력은 직경 800mm인 경우 $6,860\text{ton/m}^2$ 이상이며, 직경 2,000mm인 경우에는 $4,100\text{ton/m}^2$ 이상인 것으로 평가할 수 있다. 이 결과를 표 2에 나타난 설계 극한지지력과 비교할 때 본 현장에 시공된 말뚝은 소정의 지지력을 확보하고 있는 것으로 평가된다.

4.4 치수효과 분석

상기 분석방법을 적용하여 본 현장의 조건에서 치수 효과에 대한 영향을 분석한 결과를 그림 10에 도시하였다. 여기서 말뚝직경은 400mm~2,500mm의 범위를 고려하였으며, 축소모형말뚝(선단직경 400mm, 주면직경 800mm)의 재하시험을 통해 측정된 지지력에 대한 각 직경에 해당하는 말뚝의 상대적인 지지력 비율을 추세선과 함께 도시하였다. 선단지지력 분석에는 말뚝 직경에 따른 치수효과만을 고려하기 위해 깊이계수 (d)는 모형말뚝 시공조건으로 단일화 하였다.

그림 10에서와 같이 말뚝직경 증가에 따른 지지력 감소 경향은 주면과 선단 모두에서 나타남을 알 수 있다. 그러나, 두 지지력 성분 중 주면지지력에서 치수효과가 훨씬 크다는 사실을 알 수 있으며, 또한, 분명하지는 않지만 치수효과 크기는 주면과 선단 모두 말뚝직경 800mm 정도를 기준으로 완화되는 경향이 있음을 알 수

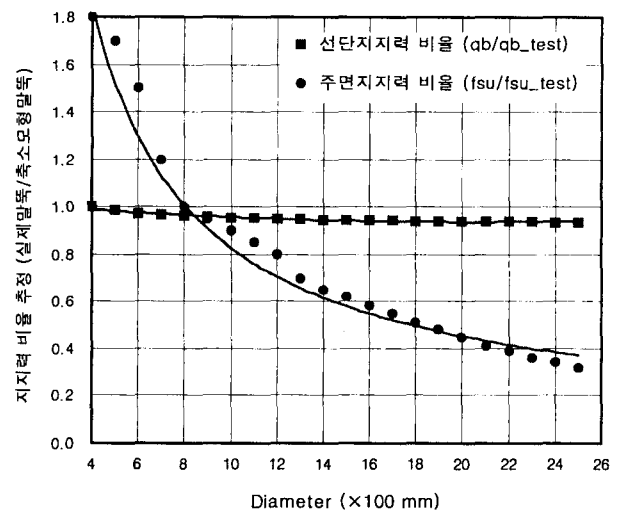


그림 10. 현장 암반조건에서 말뚝직경에 대한 지지력의 변화

있다. 그리고, 선단지지력의 경우에도 말뚝 직경증가에 따른 치수효과를 무시할 수 있는 정도는 아닌 것으로 판단된다.

5. 결 론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 평가를 위해 문헌고찰 및 분석, 그리고 축소모형말뚝 시험을 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 암반에 근입된 Top-Down 기초의 대구경 현장타설말뚝에 대한 재하하중의 도입이 현실적이지 않은 현장 조건에서 축소모형말뚝을 통해 대구경 말뚝의 지지력을 평가하기 위해서는 치수효과를 고려해야 한다. 현장타설말뚝의 치수효과를 고려하는 방법에는 해석적 방법, 경험적 판단, 제안식의 적용 등 여러 방법이

있지만, 본 연구에서는 간편하고 실용적인 판단을 위해 적용할 수 있는 Seidel and Collingwood(2001) 및 Ladanyi and Roy(1971)의 제안식을 이용하여 치수 효과를 반영할 수 있는 방법을 분석하였다.

- (2) 재하시험의 사례조사에 의한 자료 분석을 통하여 말뚝의 직경이 증가함에 따라 단위면적당 지지력이 감소하는 치수효과를 확인할 수 있었으며 특히, 치수효과를 반영하기 위해 검토한 제안식은 이러한 재하시험결과를 합리적으로 모사화 할 수 있음을 알 수 있었다.
- (3) 본 연구에서 제안한 치수효과 분석 방법을 적용하여 현장에서 제작한 축소모형말뚝(직경 800mm의 주면지지력 시험말뚝과 직경 400mm의 선단지지력 시험말뚝)의 재하시험을 통해 대구경 실제 현장타설말뚝(직경 800mm 또는 2,000mm)의 지지력을 경제적이고 효과적으로 평가할 수 있었다.
- (4) 본 연구에서 수행한 방법은 대구경 말뚝의 재하시험이 곤란한 현장에서 비교적 간편하고 효과적으로 지지력 평가를 할 수 있는 하나의 대안으로서 고려할 수 있는 방법이라 생각된다. 그러나 본 방법과 같은 종류의 품질확인시험은 본시공 말뚝의 지반조건이 시험말뚝과 동일하다는 전제가 있어야 하며, 또한 이러한 시험은 말뚝 본체의 구조적인 거동까지는 확인할 수 없다는 한계를 인식해야 한다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부, 한국건설교통기술평가원 (2004), "암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발 연구보고서", 부록 3 - 현장타설말뚝의 시험자료.
2. 조천환, 이명환, 조영훈, 유한규, 박연상 (2002), "암반에 근입된 현장타설말뚝의 실제현황", 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 세미나, 한양대학교, pp.29-52.

3. 조천환, 이명환, 유한규, 권형구 (2003), "암반에 근입된 현장타설말뚝의 벽면거칠기 특성 및 응용", 2003 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp.3305-3310.
4. 조천환, 이명환, 유한규 (2004), "화강암 절단면과 콘크리트 부착면에 대한 일정강성도 전단시험", 한국지반공학회 논문집, 제 2권, 제1호, pp.5-12.
5. Cheng, F.K.K. (1997), "Laboratory study of bonding and wall smear in rock socketed piles", ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Australia.
6. Franklin, J.A., and Gruspier, J. (1983), "Evaluation of shales for construction projects", Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Research and Development Branch, pp.98.
7. Haberfield, C.M. and Seidel J.P. (1996), "A new design method for drilled shafts in rock", 6th Int. Conf. and Exhibition on Piling and Deep Foundation, Bombay, India, pp.1.21.1-1.21.7.
8. Hassan, K.M. and O'Neill, M.W. (1997), "Side load-transfer mechanisms in drilled shafts in soft argillaceous rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(2), pp.145-152.
9. Holden, J.C. (1984), "Construction of bored piles in weathered rocks", Technical report 69, Road Construction Authority of Victoria, Melbourne, Australia.
10. Johnston, I.W. and Lam, T.S.K. (1989), "Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints analysis", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(5), pp.711-727
11. Ladanyi, B. and Roy, A. (1971), "Some aspects of bearing capacity of rock mass", *Proc., 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics*, Edmonton, pp.161-190.
12. Pells, P.J.N., Rowe, R.K. and Turner, R.M. (1980), "An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone", Int. Conf. on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp.291-302.
13. Seidel J.P. and Collingwood B. (2001), "A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", *Canadian Geotechnical Journal*, 38.1., pp.138-153.
14. Williams A.F., Johnston I.W. and Donald I.B. (1980), "The design of socketed piles in weak rock", Int. Conf. on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp.327-347.
15. Williams A.F., and Pells, P.J.N. (1981), "Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale", *Canadian Geotechnical Journal*, 18, pp.502-513.

(접수일자 2004. 5. 31, 심사완료일 2004. 7. 5)