

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면지지력 Side Shear Resistance of Drilled Shafts in Rock

권오성¹⁾, Oh Sung Kwon, 김병철²⁾, Byung Chul Kim, 김명모³⁾, Myoung Mo Kim

¹⁾ (주)대림산업 기술연구소 대리, Assistant Section Chief, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd.

²⁾ (주)대림산업 기술연구소 사원, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co.,Ltd.

³⁾ 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수, Professor, Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University.

SYNOPSIS : In this research, the effect of rock mass weathering on the side shear resistance of drilled shaft socketed into weathered rock was investigated. For that, a database of 23 cast-in-place concrete piles with diameters varying from 400mm to 1,500mm were socketed into weathered igneous/meta-igneous rock at four different sites. The static axial load tests were performed to examine the resistant behavior of the piles, and a comprehensive field/laboratory testing program at the field test site was also performed to describe the in situ rock mass conditions quantitatively.

No correlation was found between the compressive strengths of intact rock and the side shear resistance of weathered/soft rock. The ground investigation data regarding the rock mass conditions (e.g. E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR, RQD, j) was found to be highly correlated with the side shear resistance, showing the coefficients of correlation greater than 0.7 in most cases. Additionally, the applicability of existing methods for the side shear resistance of piles in rock was verified by comparison with the field test data. The existing empirical relations between the compressive strength of intact rock and the side shear resistance(Horvath (1982), Rowe & Armitage(1987) etc.) appeared to overestimated the side shear resistance of all piles tested in this research unless additional consideration on the effect of rock mass weathering or fracturing was applied. The existing methods which consider the effect of rock mass condition were modified and/or extended for weathered rock mass where mass factor j is lower than 0.1, and RQD is below 50%.

Key words : rock socketed pile, side shear resistance, pile load test, rock mass condition

1. 서 론

암반에 근입된 말뚝의 주면지지력은 일반적으로 암석의 일축압축강도를 매개변수로 하는 경험적 상관관계식을 이용하여 추정해 왔다(Horvath와 Kenny, 1979; Williams와 Pells, 1981; Rowe와 Armitage, 1987; Carter와 Kulhawy, 1988; McVay 등, 1992; Kulhawy와 Phoon, 1993). 그러나 이들 경험식은 강도 기준으로 연암에 해당하는 퇴적암(이암, 사암, 석회암 등)에 대한 재하시험 결과를 이용하여 도출된 것이 대부분이며 절리 빈도가 낮은, 무결암에 가까운 암반을 대상으로 하고 있다. 반면 국내의 대표적 암종인 화강암 및 편마암은 암석강도 기준으로 보통-경암에 해당되지만, 말뚝의 지지층으로 사용되는

기반암 상부는 절리 및 풍화가 발달하여 풍화암 또는 연암으로 분류된다. 따라서 이러한 암반에 근입된 말뚝의 주변지지력 산정시 기존의 방법을 그대로 사용하기에는 문제가 있다. 즉, 절리 및 풍화가 발달된 암반에 근입된 말뚝의 지지력은 암석시편의 강도 보다는 절리를 포함한 암반상태에 의존하므로 설계에 이를 고려해 주어야 한다. 암석강도와 암반의 절리 및 풍화도 등의 암반상태를 고려한 주변지지력 추정 방법도 몇몇 제안되어 있으나 (Williams와 Pells 1981; AASHTO 1996), 이들 연구 역시 암반상태가 비교적 양호한 경우 (예를 들어, $E_{mass}/E_{intact} > 0.15$, $RQD > 60$) 에 대해서만 적용이 가능하다. 따라서 암반 상태가 불량하여 연암 또는 풍화암으로 분류되는 암반에 근입된 말뚝의 주변지지력에 대한 자료의 축적 및 연구가 시급하다.

말뚝의 지지력을 산정하는 가장 신뢰성 있는 방법은 정재하시험을 수행하는 것이다. 본 연구에서는 완전 풍화(completely weathered)~중간정도 풍화(moderately weathered)된 암반에 근입된 총 4 부지 23본(ϕ 400mm~1500mm)의 말뚝에 대한 정재하시험 및 하중전이 계측, 그리고 재하시험 부지에 대해 수행한 엄밀한 지반조사 자료를 포함하는 데이터베이스(권오성, 2004) 중 암주면지지력의 도출이 가능한 15본의 말뚝에 대한 분석을 통해 암반의 상태가 암반근입말뚝의 주변지지력에 미치는 영향을 고찰해 보고자 한다. 또한 기존의 암주면지지력 산정방법의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성을 검증해 보고자 한다.

2. 말뚝재하시험 및 지반조사

본 연구를 위해 수집 또는 수행한 재하시험 및 지반조사 결과 자료를 분석하여 얻은 암주면지지력과 주변부 암반의 물성치를 표 1에 수록하였다.

표 1. 재하시험결과 암주면지지력과 암반물성치

Sites (암종)	Pile No. (풍화정도 ¹⁾)	L (m)	D (mm)	d_p ($\times D$)	$f_{max}^{2)}$ (kPa)	W_{max} (mm)	$q_u^{3)}$ (MPa)	E_i (GPa)	E_m (MPa)	E_{ur} (MPa)	j (E_m/E_i)	j (E_{ur}/E_i)	P_{lm} (MPa)	RQD	RMR ⁴⁾	출처
K-site (화강 편마암)	K1(HW)	10.4	400	1.0	362	-	56.7	54.6	-	-	-	-	-	0	25	김정환 (1997)
	K2(HW)	10.4	400	0.9	542	-	56.7	54.6	-	-	-	-	-	0	25	
	K4(MW)	9.5	400	0.5	692	-	84.7	71.3	887	2,280	0.012	0.032	-	37	33	
	K5(MW)	9.7	400	1.2	1095	-	55.5	41.5	170	650	0.004	0.016	-	55	38	
	K6(MW)	10.0	400	2.7	1312	-	55.5	41.5	170	650	0.004	0.016	-	55	38	
K7(MW)	10.0	400	1.9	1465	-	57	62.4	-	860	-	0.014	-	49	33		
S-site (화강 편마암)	S3(CW)	10.0	400	7.5	428	-	15.6	-	62	162	-	-	5.6	0	7	전경수 (2000)
	S4(CW)	10.2	400	7.5	155	-	15.7	-	57	163	-	-	5.9	0	7	
	S5(CW)	10.2	400	7.5	187	-	15.7	-	57	163	-	-	5.9	0	7	
N-site (화산 각력암)	N1(상)(CW)	33.5	1,500	3.3	254	9.0	78.7	-	106	283	-	-	8.4	0	9	권오성 등 (2003)
	N1(하)(HW)				330	18.5	78.7	-	151	336	-	-	15.3	20	25	
	N2(HW)	33.5	1,500	3.3	355	18.5	78.7	-	151	336	-	-	15.3	20	25	
D-site (편마암)	D2(하)(HW)	13.0	1,000	2.5	>670	>11.5	47.8	20.1	196	905	0.010	0.045	33.2	0	22	권오성 (2004)
	D3(상)(CW)	13.0	1,000	2.5	510	23.0	47.8	20.1	119	676	0.006	0.034	13.5	0	22	
	D3(하)(HW)				636	22.0	47.8	20.1	170	974	0.008	0.048	-	0	22	
	D4(상)(HW)	13.0	1,000	2.5	>407	>14.1	47.8	20.1	294	1,203	0.015	0.060	23.0	9	31	
	D4(하)(MW)				1,137	6.0	47.8	20.1	584	1,932	0.029	0.096	-	40	42	
D5(하)(MW)	13.0	1,000	2.5	1,399	5.3	47.8	20.1	932	2,748	0.046	0.137	-	52	45		

¹⁾ MW: Moderately weathered, HW: Highly weathered, CW: Completely weathered

²⁾ K, S 현장말뚝은 재하시험의 역해석으로 추정, N, D 현장말뚝은 하중전이 계측결과 이용

³⁾ q_u : K,N,D 현장은 일축압축시험, S 현장은 점하중시험으로 추정

⁴⁾ 절리방향 보정 후의 값

※ E_m , E_{ur} , p_{lm} 은 각각 공내재하시험 결과 변형계수, 탄성계수, 한계압

표 1에 정리한 시험말뚝은 직경 400~1,500mm의 현장타설콘크리트 말뚝으로, ASTM D 1143-81에서 규정하고 있는 완속재하시험방법에 따라 재하시험을 수행하였다. 시험말뚝 중 N 현장과 D 현장에 시공된 말뚝에는 깊이별로 철근변형률계, 콘크리트 변형률계, 그리고 선단침하봉을 설치하여 하중전이가 계측을 수행함으로써 재하하중에 따른 말뚝의 주면 및 선단지지력을 분리하였다. 그러나 K 현장과 S 현장 말뚝에 대해서는 시험중 하중전이가 계측을 수행하지 않았거나 신뢰할 만한 계측결과를 획득하지 못하였으므로, 수치해석을 이용한 말뚝두부 하중-변위곡선의 역해석 기법을 적용하여 암주면부의 거동만을 분리추정하였다 (권오성, 2004).

표 1의 주면지지력(f_{max})은 하중전이가 계측결과로 얻은 주면하중-주면변위($f-w$) 곡선에서 하중 증가에 따라 변위가 급격히 증가하기 시작하는 위치에서의 값으로 산정하였다. 그러나 계측을 수행한 모든 말뚝에 있어서 최대주면지지력에 도달한 이후에도 주면변위 증가에 따라 주면지지하중이 어느정도 증가하는 경향을 나타내었다. 주면마찰력이 최대로 발휘되기 위한 주면변위는 연암(MW)의 경우 6mm 내외, 풍화암(HW-CW)의 경우 20mm 정도로 암반상태가 불량할 수록 증가하였는데, 암반상태에 따른 이러한 주면하중-주면변위 기구의 차이점은 풍화가 심한 암반일수록 극한하중에 도달하기 위한 변위가 크며, 보다 점진적인 파괴양상을 보인다는 Williams(1980) 등의 결론과도 부합한다.

각 시험부지의 주면부 암반 물성치를 정량적으로 얻기 위하여 수행한 지반조사 결과를 표 1에 함께 나타내었다. 이 때, 암반주면부의 물성치는 각 말뚝에 인접한 지반조사공들의 암주면깊이에서 수행한 조사시험 결과의 평균으로 산정하였다.

3. 암반상태가 주면지지력에 미치는 영향

암반근입부 주면지지력과 암반상태를 나타내는 지표들의 상관관계 그래프를 그림 1~그림 6에 도시하였으며 각각의 그래프에 최적 회귀곡선과 상관계수(r^2) 값을 함께 나타내었다.

암반의 변형계수 및 탄성계수와 주면지지력의 상관관계 분석시(그림 2 와 그림 3), K 현장의 값은 제외하였는데, 그 이유는 K 현장 암반의 경우 깊이에 따른 공내재하시험 물성치의 변화는 매우 큰 반면 암반근입깊이는 최소 20cm로 매우 얇아, 2m 간격으로 주면 상하부에서 수행한 공내재하시험 평균값이 주면의 상태를 대변할 수 없다고 판단되기 때문이다. 또한 RQD와 주면지지력의 관계(그림 5) 분석에는 RQD 0인 경우는 제외하였다.

상관관계 분석 결과 그림 1에서 보는 바와 같이, 암반의 주면지지력과 암석의 일축압축강도는 일관된 상관성을 보이지 않아 최적 회귀분석식을 찾을 수 없었다. 이는 절리가 발달한 풍화암 또는 연암의 경우 무결암의 일축압축강도가 현장 암반의 특성을 대변할 수 없다는 것을 반증한다.

현장의 암반상태를 대변하는 물성치인 공내재하시험의 변형계수 E_m , 탄성계수 E_{ur} , 한계압 p_{lm} , RQD, RMR 등과 주면지지력간의 최적회귀곡선의 상관계수(r^2)는 대부분의 경우 0.7 이상으로 상관성이 뛰어난 것으로 나타났다.

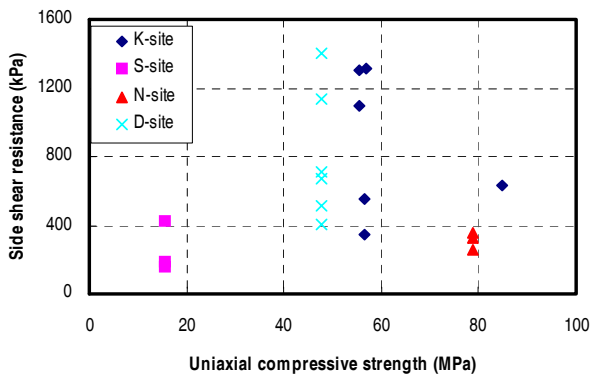


그림 1. f_{max} vs. q_u

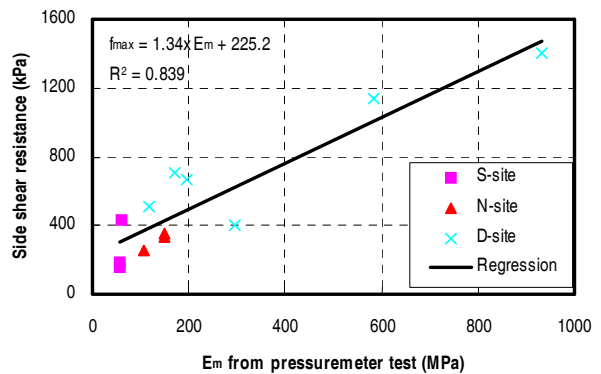


그림 2. f_{max} vs. E_m

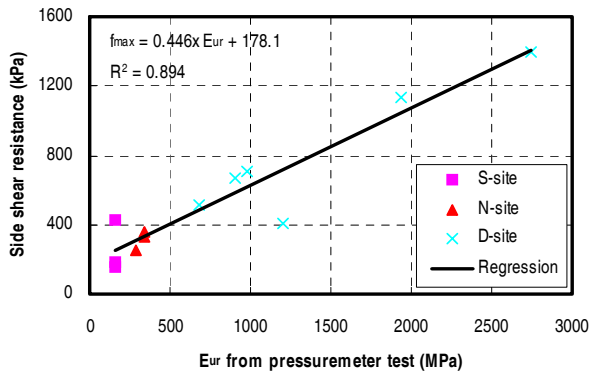


그림 3. f_{max} vs. E_{ur}

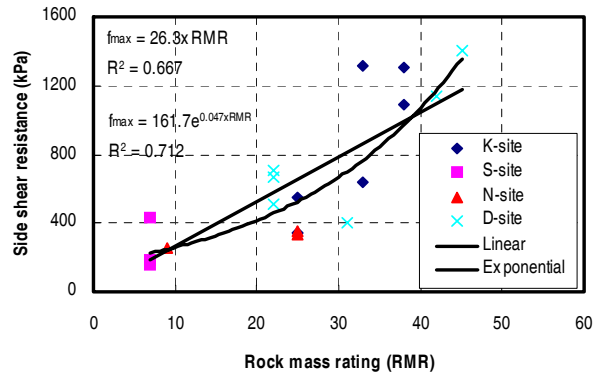


그림 4. f_{max} vs. RMR

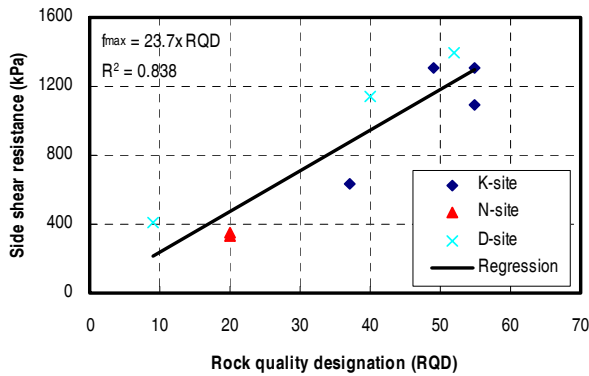


그림 5. f_{max} vs. RQD

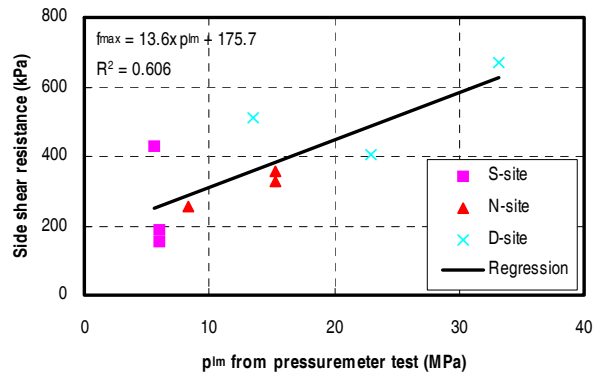


그림 6. f_{max} vs. p_{lm}

주면지지력과 상관관계 분석을 수행한 현장 물성치 중 E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR 은 암석의 강도와 직·간접적인 관계를 가진다. 그러나 암체 계수 $j(E_m/E_i)$, 그리고 RQD는 암석의 강도와는 관계 없는 암반의 절리 또는 풍화도만을 대변하는 지수들이므로, 주면지지력을 일축압축강도로 정규화한 값의 상관관계 분석을 추가로 수행하여 그림 7~그림 8에 나타내었으며, 마찬가지로 주면지지력과 상관성이 뛰어난 것으로 나타났다. 이상의 암반물성치와 주면지지력의 상관관계 분석으로 얻은 최적 회귀곡선식과 상관계수(r^2)값을 표 2에 정리하였다. 표 2에 제안된 암반상태를 나타내는 물성치를 매개변수로 하는 경험적 상관관계식들은 향후 암반근입말뚝의 주면지지력 예측을 위해 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

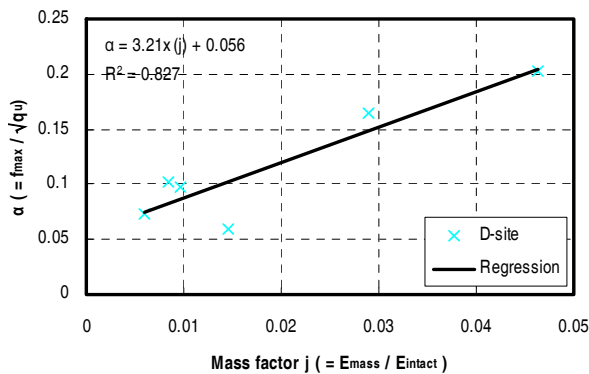


그림 7. α vs. j

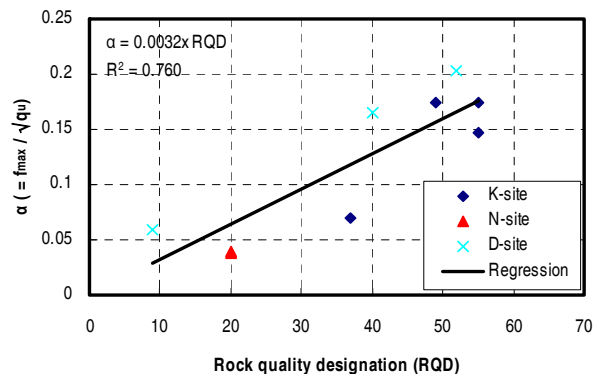


그림 8. α vs. RQD

표 2. 암반물성치와 주면지지력의 경험적 상관관계

Field test data	Empirical relations	Remarks
PMT E_m	$f_{max} = 1.34 \times E_m + 225.2$ (1)	$r^2 = 0.839$
PMT E_{ur}	$f_{max} = 0.446 \times E_{ur} + 178.1$ (2)	$r^2 = 0.894$
PMT p_{lm}	$f_{max} = 13.6 \times p_{lm} + 225.2$ (3)	$r^2 = 0.606$
RMR	$f_{max} = 26.7 \times RMR$ (4a)	$r^2 = 0.667$
	$f_{max} = 162e^{0.047 \times RMR}$ (4b)	$r^2 = 0.712$
RQD	$f_{max} = 23.7 \times RQD$ (5a)	$r^2 = 0.838$
	$f_{max}/\sqrt{q_u} = 0.0032 \times RQD$ (5b)	$r^2 = 0.760$
$j (=E_m/E_i)$	$f_{max}/\sqrt{q_u} = 3.21 \times j + 0.056$ (6)	$r^2 = 0.827$

※ f_{max} is in kPa, E_m , E_{ur} , p_{lm} are in MPa

4. 기존 암주면지지력 추정방법의 국내암반에의 적용성 분석

기존에 제안되어 있는 지지력 산정식을 본 연구의 재하시험 결과와 비교하여 국내 풍화암과 연암에의 적용성을 검토하였다. 그림 9는 기존의 주면지지력과 일축압축강도의 경험적 상관관계이다. Kulhawy와 Phoon(1993)은 문헌에 소개된 모든 데이터베이스를 이용한 분석을 통해 기존의 방법 중 Horvath의 하한치($b=0.2$)는 슬러리를 사용하여 시공된 부드러운 소켓에 대한 보수적인 설계에 적합하며, Rowe 등의 부드러운 소켓에 대한 제안이 암반근입말뚝의 평균적인 주면지지력을 나타낸다고 하였다. 그러나 그림 9에서 알 수 있듯이 모든 재하시험 결과 주면지지력이 Horvath의 하한치 기준보다도 작은 값을 보인다. 즉 기존의 일축강도를 이용한 주면지지력 추정식은 암반의 풍화 및 절리상태에 대한 별도의 고려 없이 사용할 경우 풍화암 또는 연암의 주면지지력을 과대평가한다.

그림 10은 Williams와 Pells(1981)가 제안한 주면지지력 감소 계수 β 와 암체계수 j 의 상관관계, 그림 11는 AASHTO(1996)에서 제안하고 있는 강도 저감계수 α_E 와 RQD의 관계를 현장시험 결과와 함께 도시한 것이다. 주면지지력 감소계수 β 는 식 (11)과 같이 정의되며,

$$\beta = \frac{\text{암반의주면지지력}}{\text{신선암의주면지지력}} \quad (7)$$

강도 저감계수 α_E 를 이용하여 풍화암의 주면지지력을 구하는 식은 다음과 같다.

$$f_{max} = \alpha \sqrt{C_m} = \alpha \sqrt{\alpha_E C_0} = \alpha \sqrt{\alpha_E} \sqrt{C_0} \quad (8)$$

암반의 절리 상태 또는 풍화도에 따른 감소계수 β 와 α_E 의 계산을 위해서는 신선암의 주면지지력을 알아야 한다. 기존 방법과의 일관성 있는 비교를 위해, 주면지지력 감소계수 β 산정을 위한 신선암의 주면지지력 추정에는 Williams 등이 제안한 방법을, α_E 산정을 위한 신선암의 주면지지력 추정에는 AASHTO에서 추천하는 방법(식 8에서 $\alpha = 0.21$ 사용)을 이용하여 신선암의 주면지지력을 추정하였다. 만약 여타의 제안식을 사용한다면 주면지지력 감소계수 β 와 강도 저감계수 α_E 가 다르게 계산될 수 있다는 것에 유의해야 한다.

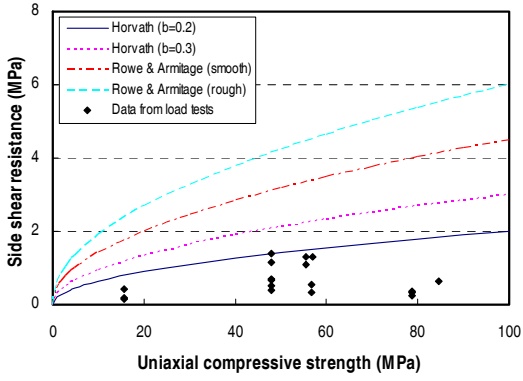


그림 9. 일축압축강도와 주면지지력

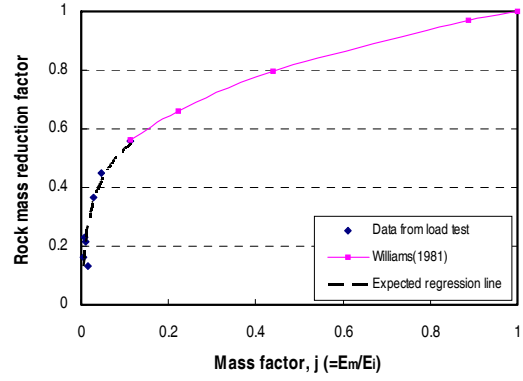


그림 10. 주면지지력 감소계수 β

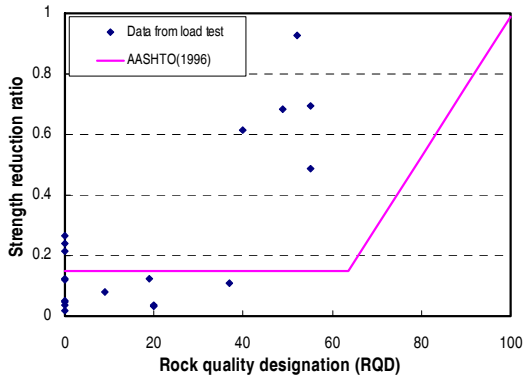


그림 11. 강도 저감계수 $\alpha_E(f_{\max, \text{intact}}$ obtained from Horvath's equation)

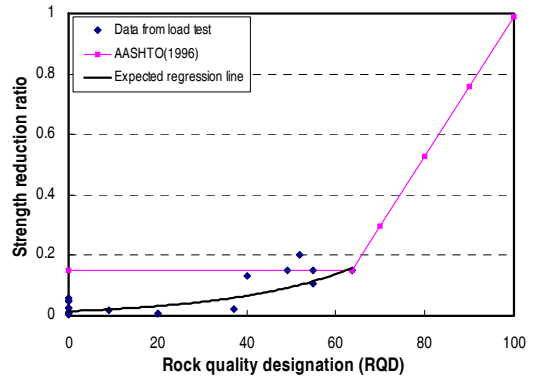


그림 12. 강도 저감계수 $\alpha_E(f_{\max, \text{intact}}$ obtained from Kulhawy's equation)

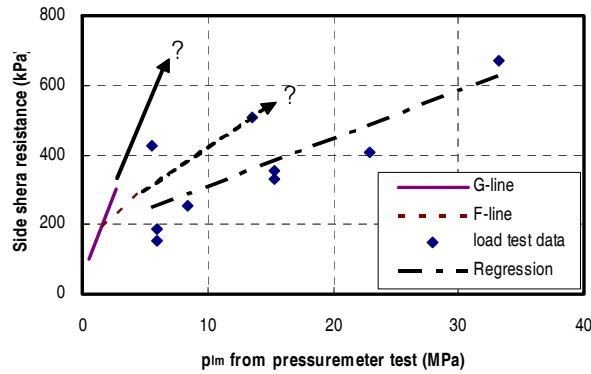


그림 13. 한계압과 주면지지력(LCPC-SETRA, 1985)
(G : Weathered/Fractured rock, F: Marl/Stiff marl)

그림 10에서 알 수 있듯이 재하시험 현장의 암체계수는 0.1 이하로 암체계수 0.15 이상일 때의 관계인 Williams 등의 결과와 직접적으로 비교하기는 곤란하다. 다만, 예상추세선으로부터 암체계수가 0.1 이하로 떨어짐에 따라 주면지지력 감소계수 β 가 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 그림 11의 경우도 마찬가지로 RQD 60% 이상일 경우에 적용 가능한 AASHTO의 방법과 본연구의 결과를 직접적으로 비교할 수는 없지만 강도저감계수의 하한치($\alpha_E=0.15$) 역시 절리가 심하게 발달된 암반의 경우 지지력을 과대평가할 수 있다고 판단된다. 전술한 바와 같이, AASHTO에서는 보수적인 설계를 위해 Horvath 등

이 제안한 방법의 하한치를 주변지지력 계산에 사용한다. 그러나 신선암의 주변지지력의 보수적 추정은 역으로 풍화도에 따른 강도저감계수 α_E 를 과대평가하는 결과를 초래할 수 있다. 따라서 α_E 의 계산을 위한 신선암의 주변지지력 산정에 기존의 데이터베이스를 모두 활용한 최근의 연구인 Kulhawy 등의 제안식을 사용하여 강도저감계수를 재도시하였으며, 그림 12에 나타내었다. 그림 10과 그림 12의 최적화 곡선은 각각 암체계수 0.1 미만, RQD 60% 미만인 암반에 적용가능하도록 기존의 방법을 확장한 것으로 향후 연암 또는 풍화암에 근입된 말뚝의 주변지지력을 추정하는데 사용될 수 있을 것으로 판단된다. 그림 13은 공내재하시험 한계압을 매개변수로 하는 LCPC-SETRA(1985)의 주변지지력 추정식을 본 연구의 재하시험결과와 함께 도시한 것이다. 그림 13에서 알 수 있는 바와 같이 LCPC-SETRA의 풍화암/파쇄암에 대한 제안곡선을 외삽하여 주변지지력을 추정할 경우 주변지지력을 과대평가할 가능성이 있으며, 한계압이 커짐에 따라 그 오차는 커질 것으로 예상된다. 따라서 한계압을 이용하여 주변지지력을 추정하는 기존의 방법을 한계압이 비교적 큰 암반에 적용할 경우, 기존의 일축압축강도와 주변지지력의 경험적상관관계식과 마찬가지로, 주변지지력을 한계압의 지수함수 형태로 표현하는 등의 수정이 필요할 것으로 판단된다. 그러나 시험자료의 부족으로 인해 추가적인 분석은 불가능하였다.

5. 결론 및 토의

본 연구에서는 암반상태가 현장타설 콘크리트 말뚝의 주변지지력에 미치는 영향을 알아보기 위하여 총 4부지의 풍화암 및 연암에 근입된 23본의 현장타설 콘크리트말뚝에 대한 재하시험 및 하중전이 계측자료, 그리고 시험부지에서 수행한 지반조사 자료에 대한 데이터베이스를 구축하고, 재하시험 결과 분석으로 얻은 암주면지지력과 지반조사 및 시험을 통해 구한 암반상태를 나타내는 물성치와의 상관관계를 분석하였다. 또한 기존의 암주면지지력 추정방법의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성을 검증하였다. 이상의 연구결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 주변마찰력이 최대로 발휘되기 위한 주변변위는 연암(MW)의 경우 6mm 내외, 풍화암(HW-CW)의 경우 20mm 정도로 암반상태가 불량할 수록 증가하였다.
2. 풍화가 상당히 진행된 암반(풍화암~연암)에 근입된 말뚝의 경우, 암석의 일축압축강도와 극한주면지지력의 상관관계를 분석한 결과 일관적인 상관성을 찾을 수 없었다.
3. 암반의 풍화 상태를 대변하는 물성치인 E_m , E_{ur} , p_{lm} , RMR, $j(E_{mass}/E_{intact})$, 그리고 RQD 등과 주변지지력의 회귀분석을 통한 상관계수는 대부분 0.7 이상으로 매우 뛰어난 상관성을 보였다.
4. Horvath(1982), Rowe 등(1987)이 제안한 암석의 일축압축강도와 주변지지력의 경험적 상관관계식은 암반의 풍화 또는 절리가 지지력에 미치는 영향에 대한 별도의 고려 없이 사용할 경우 말뚝의 주변지지력을 과대평가 하는 것으로 나타났다.
5. Williams(1981) 등과 AASHTO(1996)에서 제안한, 풍화도를 고려한 주변지지력 저감방법은 각각 암체계수(j) 0.15 이상, RQD 60 이상의 비교적 절리상태가 양호한 암반에 대해서만 제안되어 있으므로, 암체계수 0.15 이하, RQD 0~50 인 연암 및 풍화암 부지에서 수행된 본 연구의 결과를 이용하여 절리상태가 불량한 암반에까지 적용 가능하도록 이들 방법의 적용성을 확장하였다.
6. 본 연구의 결과는 제한된 수의 재하시험결과로부터 도출되었으며, 보다 많은 자료의 수집 및 분석을 통해 신뢰성을 확보해야 한다. 또한 향후 말뚝 시공방법, 소켓형상 및 거칠기, 대상암종 등 말뚝의 주변지지력에 영향을 미치는 요소들에 대한 정보를 포함한 다수의 재하시험 및 조사자료가 확보된다면 보다 엄밀한 연구가 가능할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. AASHTO (1996). Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials.

2. 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.
3. 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.
4. Jeon, K.S. (2000). "Analysis of vertical and horizontal resistance behavior of cast-in-situ concrete piles in completely weathered granite gneiss", PhD Thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.
5. Kulhawy, F.H., and Phoon, K.K. (1993). "Drilled shaft side resistance in clay soil to rock." *Design and performance of deep foundations. Geotech. Spec. Pub. No. 38*, pp. 172~183.
6. Kim, J. H. (1997). "Analysis of resistant behaviour of cast in-situ concrete piles socketed in gneiss", PhD thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.
7. Kwon, O.S. (2004). "Effect of rock mass weathering on resistant behavior of drilled shaft socketed into weathered rock", PhD Thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.
8. LCPC-SETRA (1985). "Regles de justification des fondations sur pieux a partir des resultats des essais pressiometriques." *Ministre de L'Urbanisme du logement et des Transports, Paris.* (in French)
9. McVay, M. C., Townsend, F. C., and Williams, R. C. (1992). "Design of socketed drilled shafts in limestone." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 10, pp.1626~1637.
10. Rowe, R.K., and Armitage, H.H. (1987). "A design method for drilled piers in soft rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, pp. 126~142.
11. Williams, A.F., and Pells, P.J.N. (1981). "Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone, and shale", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp.502-513.
12. Williams, A.F., Johnston, I.W., and Donald, I.B. (1980). "The design of socketed piles in weak rock", *Proceedings, International Conference on Structural Foundations on Rock*, Balkema, Sydney, pp.327-347.