

굴착면 거칠기를 고려한 암반 근입 현장타설말뚝의 주면하중전이 특성 Load Transfer Characteristics of Rock-Socketed Drilled Shafts Considering Hole Roughness

설훈일¹⁾, Hoonil Seol, 정상섭²⁾, Sangseom Jeong, 우상윤³⁾, Sangyoon Woo

¹⁾ 연세대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

²⁾ 연세대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

³⁾ 연세대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

SYNOPSIS : In this study, using constant normal stiffness(CNS) direct shear tests, side shear load distribution were analyzed by the influencing parameters of unconfined compressive strength, surface roughness, confining stress, and material properties. Based on the CNS tests, side shear load transfer function of drilled shafts in rock is proposed using geological strength index(GSI), which indicates discontinuity and surface condition of rock mass in Hoek-Brown criterion.

Though comparisons with results of nine drilled shafts's load tests, it is found that the load-transfer curve by this study is in good agreement with the general trend observed by in situ measurements, and thus represents a significant improvement in the prediction of bearing capacity of drilled shaft.

Key words : Drilled shaft, Load transfer fruction, CNS, Roughness, GSI, Load test, Rock

1. 서 론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 산정은 주로 무결암의 일축압축강도만을 이용한 경험적 방법에 의존해 왔다. 그러나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계지지력은 극한지지력(ultimate bearing capacity)보다는 상부 구조물에 손상을 주지 않는 허용변위 내에서의 한계지지력(serviceability limit capacity)에 의해 결정되므로, 상부재하 하중이 주면마찰력과 선단지지력으로 발휘되어 가는 하중전이특성 파악이 필수적이다. 또한, Horvath et al.(1983), O'Neill et al.(1995), Seidel et al.(2001), 조천환 등(2003)의 연구에 따르면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 암석의 일축압축강도 외에 굴착면의 거칠기, 암반의 재료특성, 초기 수직응력, 말뚝의 직경, 암반의 절리 및 풍화도 등에 크게 영향을 받는 것으로 나타나 있다. 따라서, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 합리적이고 경제적인 설계를 위해서는 현장타설말뚝의 주면마찰력에 영향을 끼치는 여러 영향요소를 고려한 주면하중전이함수가 필요하다고 할 수 있다.

비록, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면 하중전이함수는 소수 있기는 하나(Vijayvergiya et al., 1977; Castelli et al., 1992; O'Neill et al, 1995; Kim and Jeong et al., 1999), 대부분 암반 굴착면 거칠기, 초기 수직응력, 암반 재료특성, 절리 및 풍화도 등이 제대로 반영되지 않았으며, 시험대상 암반 종류가 주로 이암, 혈암, 사암 등으로 국내에 주로 분포하는 화강암 또는 편마암과는 역학적 성질이 매우 상이하여 국내의 현장타설말뚝에 대한 적용성이 낮기 때문에 이에 대한 연구가 필요한 실정이다.

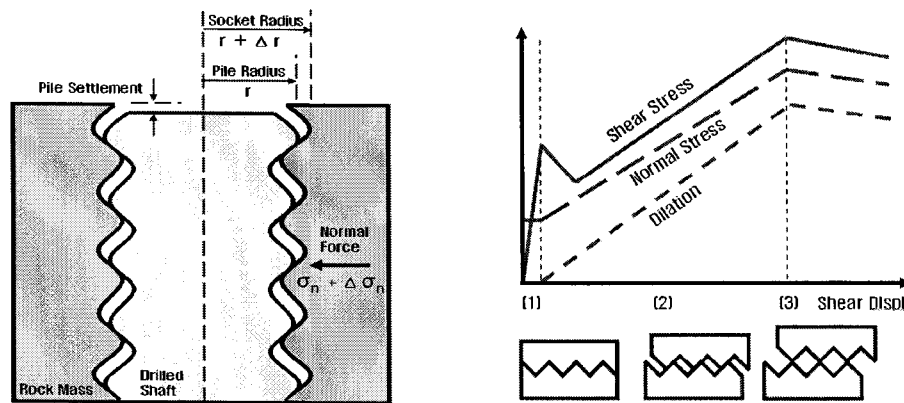
본 연구에서는 문헌조사(Seidel et al., 2001; 이명환 et al., 2003; Nam, 2004)를 바탕으로 정량화

된 거칠기를 가진 유사 암석시편과 현장타설말뚝시편을 제작하여 일축압축강도, 초기수직응력, 수직강성 등에 따라 일정수직강성(Constant Normal Stiffness, CNS)조건의 직접전단시험을 수행하였으며, 이를 통해 주면마찰력 영향요소에 따른 주면하중전이특성을 분석하였다. 또한 암반의 절리 및 풍화상태를 나타내는 GSI(Geological Strength Index)를 이용한 Hoek-Brown 파괴기준을 적용하여, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 주면 하중전이함수를 제안하고, 기존 재하시험 자료와 비교·분석을 수행하여 그 적용성과 신뢰도를 검토하였다.

2. 일정수직강성(Constant Normal Stiffness)조건의 직접전단시험

2.1 개요

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이 특성은 그림 1(a)와 같이 축방향 전단시, 굴착면 거칠기에 의한 근입부 직경의 증가(Δr)때문에 수직응력이 증가($\Delta\sigma$)하는 일정수직강성(CNS) 경계조건으로 좌우된다. CNS직접전단시험은 Lam(1982), Johnstone et al.(1987)에 의해서 그 사례가 발표된 이후에 세계적으로 연구가 활발히 진행중이며, 이등변 톱니 모양의 인공절리에 대한 CNS 직접전단시험을 그림 1(b)와 같이 3단계로 구분할 수 있다. 1단계는 탄성영역의 상태로 수직팽창(dilation)이 일어나기 전 상태이며, 2단계는 소성영역 상태로 미끄러짐(sliding)이 일어나는 동안 팽창에 의해 전단응력의 증가가 이루어지는 단계이다. 마지막으로 3단계에서는 거칠기의 파쇄 및 잔류강도 도달에 의해 팽창이 더 이상 발생되지 않아 일정한 전단응력 발현하는 구간이다.

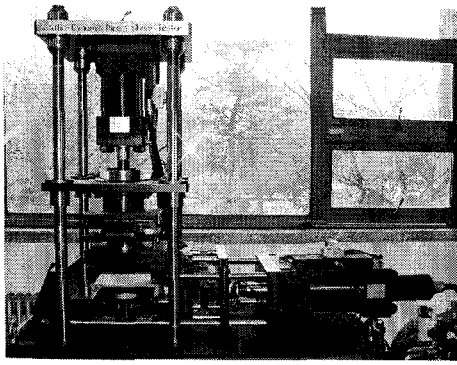


(a) 수직변위가 발생한 현장타설말뚝 (b) 절리면의 CNS 직접전단시험결과 예
 그림 1. CNS 직접전단시험을 통한 말뚝-암반 경계면 전단거동

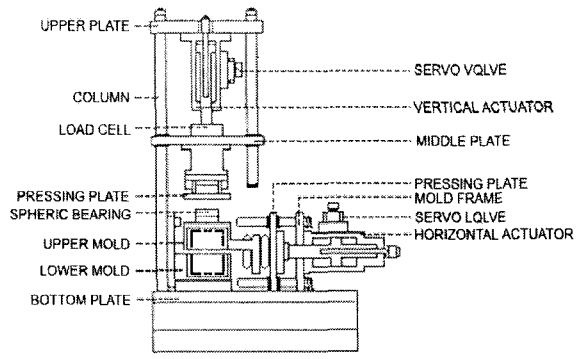
2.2 CNS 직접전단 시험방법

2.2.1 직접전단 시험장비 제원

암반 근입 현장타설말뚝의 굴착면 거칠기를 고려한 전단시험을 수행하기 위해서는 대형 암석시편의 적용, 전단면적의 변화에 따른 보정, 수직·수평변위 계측 및 그에 따른 정밀한 하중제어 등이 필요하다. 본 연구에서는 이러한 조건을 만족하며, 일정수직하중(Constant Normal Load, CNL) 전단시험 및 일정수직강성(Constant Normal Stiffness, CNS) 직접전단 시험이 가능한 대형 시험기를 주문 제작하여 시험을 실시하였다. 전단 시험기의 주요부위는 그림 2(a)와 같이 크게 시험기 본체 (main frame), 제어 프로그램(control program), 유압펌프장치 (hydraulic power unit), A/D 변환기(analog-digital convert) 등으로 구분할 수 있으며, 시험기 본체의 세부장치들은 그림 2(b)와 같다. 각 세부장치의 정확한 제원은 표 1과 같다.



(a) 직접전단시험 주요 구성요소



(b) 시험기 본체 모식도

그림 2. CNS 직접전단시험장비

표 1. 대형직접전단기 계측장비 현황

구분	용량	감도/분해능력	사용갯수	제조회사
하중계	±15ton	±0.1%	2	SENSOTEC, 미국
내장형 변위계	75mm	±0.1%	2	MTS, 미국
서보 밸브	9.5 ℓ/min	Hysteresis 3%이내	2	Moog, 미국
전단박스	150mm x 200mm	-	-	-

2.2.2 굴착면 거칠기 정량화

굴착면 거칠기를 가지는 시편을 제작하여 CNS 직접전단시험을 하기 위해서는 굴착면 거칠기 측정 및 정량화 작업이 선행되어야 한다. 굴착면 거칠기를 측정하기 위한 방법으로는 굴착공내에 레이저 프로파일계를 설치하여 직접 측정하는 방법과 공벽 거칠기의 탁본을 떼서 이를 실내에서 측정하는 방법이 있으며, 측정된 거칠기를 정량화하는 방법으로는 Barton(1977)의 JRC(joint roughness coefficient), 진폭, 기울기, 프랙탈 차원 등을 이용하는 방법 등이 대표적으로 있다. 본 연구에서는 실험여건상 기존 암반의 거칠기 측정자료를 이용하였으며, 정량화 방법으로는 Collingwood(2000)가 제안한 프랙탈 차원을 거칠기 요소 높이와 각에 대한 통계값으로 이용한 방법을 적용하였다. 본 방법은 암반 근입부면을 그림 3과 같이 일정한 길이의 현(l_a)으로 이상화하여 현의 각도(θ)를 정규분포(Gaussian)에 따라 분포하는 것으로 가정하여, 식 1에 나타낸 바와 같이 삼각형태 거칠기의 높이(Δr)를 산정한다.

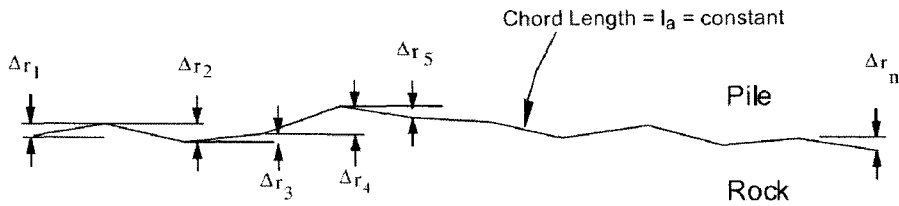


그림 3. Monash interface roughness model (Collingwood, 2000)

$$\Delta r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta r_i| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |l_a \sin(\theta_i)| \quad (1)$$

이와 같은 방법을 통해 Seidel et al.(2001)는 암석의 일축압축강도에 따른 요소길이 50mm일때의 거칠기 평균높이를 기존의 현장 말뚝재하시험 결과를 Rocket Program(Seidel, 2000)을 통해 역해석하여

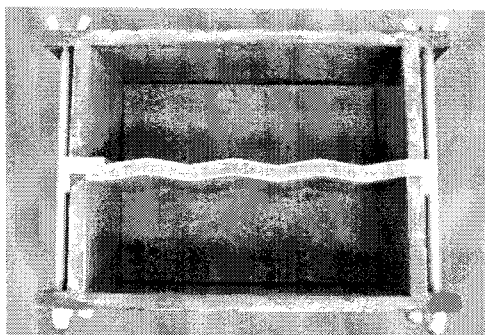
발표하였으며, Nam(2004)은 점토질 셰일, 석회암 지역에서 굴착기계(Auger, Core Barrel)를 달리하여 시공한 암반 굴착면의 거칠기를 정량화하였다. 또한, 국내 암반을 대상으로는 이명환 등(2003)이 화강암, 편마암 등의 지역에서 약 50회에 걸쳐 굴착면 거칠기를 탁본하여 이를 정량화하였다(표2 참고). 본 연구에서는 기존 거칠기 정량화 연구를 바탕으로 국내 암반의 대표적인 거칠기를 요소길이 50mm, 거칠기 높이를 2mm, 4mm, 7mm 로 산정하였으며, 이를 CNS 직접전단시험에 적용하였다.

표 2. 거칠기 요소길이 50mm일때의 요소높이

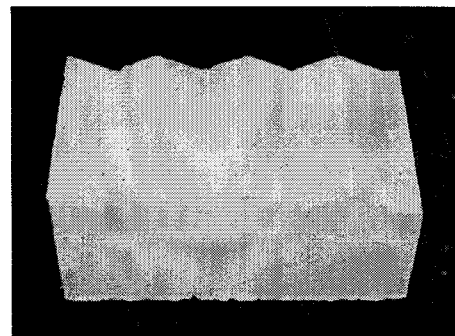
제안자	암종	일축압축강도 (MPa)	거칠기 요소높이 (mm)	비고
Seidel et al. (2001)	셰일, 이암, 사암, 편암, 백악, 석회암	5-10	3-15	역해석값
		10-70	2-8	
이명환 등 (2003)	화강암	100-150	1-4	RCD 공법
		107	1-2	All Casing 공법
	편마암	30-130	1-4	RCD 공법
	사암	75-77	1-4	
	안산암	74	1-3.5	
Nam (2004)	Clay Shale	2.1-12	3.6-5.3	Auger
			4.7-5.8	Core Barrel
	Limestone	10	3.2-3.2	Auger
			4.3-5.1	Core Barrel

2.2.3 시편제작

CNS 직접전단시험을 위한 암석시편은 거칠기 정량화 결과를 바탕으로 실제 암석블록을 톱니모형의 거칠기로 성형해야하지만, 대형 암석블록시편 채취의 어려움, 절리 및 풍화에 따른 정밀한 거칠기 성형의 어려움 등의 이유로 시험여건상 다수의 시험을 수행하기에는 부적절하다. 따라서, 본 연구에서는 암반 근입 현장타설말뚝의 경계면을 모사한 거칠기 시편을 그림 4와 같이 공업용 석고를 이용하여 2종류의 유사암석시편으로 대체하였다. 유사암석 시편은 일정한 높이의 이동변 삼각형 나치를 가지는 톱니모양으로 길이 175mm, 폭 100mm 크기로 제작되었다. 또한 현장타설말뚝을 모사한 시편은 40MPa 강도를 발현하는 시멘트 모르타르를 사용하였으며, 건식 양생일수별 일축압축강도를 측정한 결과 12일에서 목표강도를 발현하는 것으로 나타났다. 시험시편의 일축압축강도, 탄성계수, 포아송비, Hoek-Brown 파괴기준의 암반재료상수 등의 재료특성은 표 3과 같다.



(a) 시편제작용 몰드



(b) 성형된 유사암석 시편

그림 4. CNS 직접전단시험을 위한 시편

표 3. 시편의 재료특성

시편		일축압축강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	포아송비	m_i	s	재료
유사 압석	A	9.2	597.8	0.30	10	1.0	공업용 석고
	B	15.2	1127	0.25	13.5	1.0	
현장타설말뚝		40	21000	0.3	-	-	시멘트 모르타르

2.2.4 CNS 직접전단시험 시험조건

앞에 언급한 암반근입 현장타설말뚝의 주면마찰력 영향요소(일축압축강도, 굴착면의 거칠기, 암반의 재료특성, 말뚝의 직경, 초기 수직응력)의 영향을 파악하기 위하여 CNS 직접전단시험을 표 4와 같이 시험조건에 따라 총 54회 수행하였다.

표 4. CNS 직접전단시험 조건

변 수		변수 값		
일축압축강도, q_u (MPa)	유사암석시편	9.2 (A)		15.2 (B)
	현장타설말뚝시편	40		
거칠기 높이, H (mm)		2	4	7
수직강성, K_N (MPa/mm)		0.2	0.5	1.0
초기수직응력, σ_0 (MPa)		0.35	0.70	1.05

암반 근입부는 탄성공간에서의 무한 실린더형 공동확장이론(expansion of an infinite cylindrical cavity)으로 근사화하여 식 2와 같이 수직강성(K_N)을 암반의 변형계수(E_m), 포아송비(ν_m), 말뚝의 반지름(r)의 함수로 나타낼 수 있으며, 이는 말뚝의 주면영향요소로 작용됨을 알 수 있다. 또한, 암반 근입부에 가해지는 초기수직응력(σ_0)은 타설되는 콘크리트의 깊이의 함수로 간단히 정수학적 가정을 이용할 수 있다.

$$K_N = \frac{\Delta\sigma_N}{\Delta r} = \frac{E_m}{r(1+\nu_m)} \quad (2)$$

2.3 CNS 직접전단시험 결과 및 고찰

본 연구에서는 총 54회의 전단시험을 수행하였으며 그중 전반적인 경향을 나타내는 대표적인 시험결과를 나타내면 다음과 같다.

그림 5는 수직강성도 0.2MPa/mm, 초기수직응력 350kPa인 조건에서 거칠기 높이(2, 4, 7mm)에 따른 전단거동의 영향정도를 보여준다. 여기서 최대 전단강도(두번째 첨두강도)가 거칠기의 높이가 증가함에 따라 커지는 이유는 앞에서 언급하였듯이 팽창(Dilation)에 의한 수직응력이 증분($\Delta\sigma_n$) 때문이다. 이는 그림 6과 같이 거칠기 높이가 4mm로 일정한 조건에서 수직강성(0.2, 0.5, 1.0MPa/mm)이 증가할수록

최대전단강도가 증가되는 전단거동과 같은 메커니즘이다. 거칠기가 같아 전단거동시 발생하는 수직팽창 (Δr)은 같아도, 수직강성이 커짐에 따라 수직응력이 증가하므로 최대 전단강도는 증가한다.

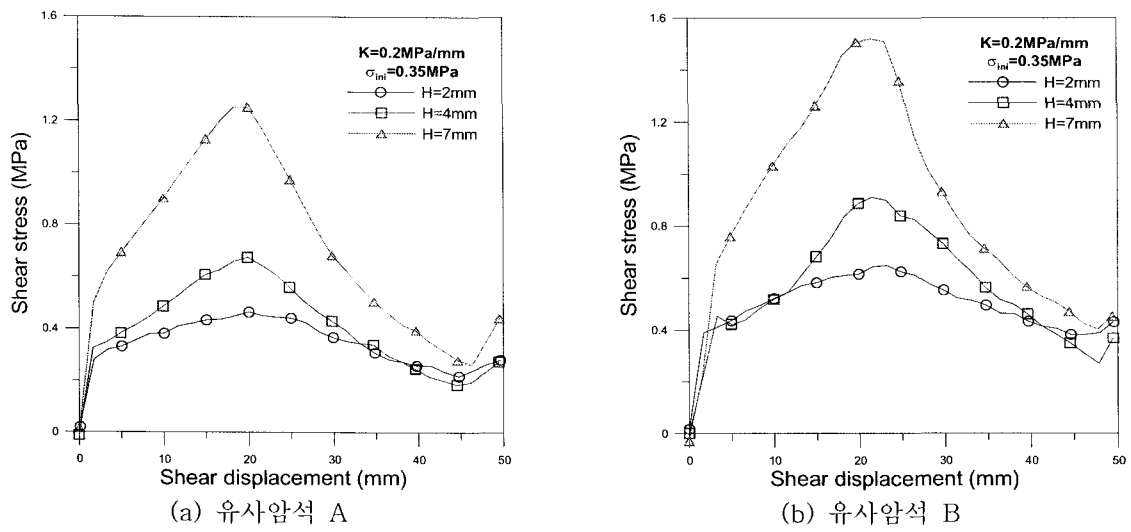


그림 5. 굴착면 거칠기에 따른 전단응력-전단변위 곡선

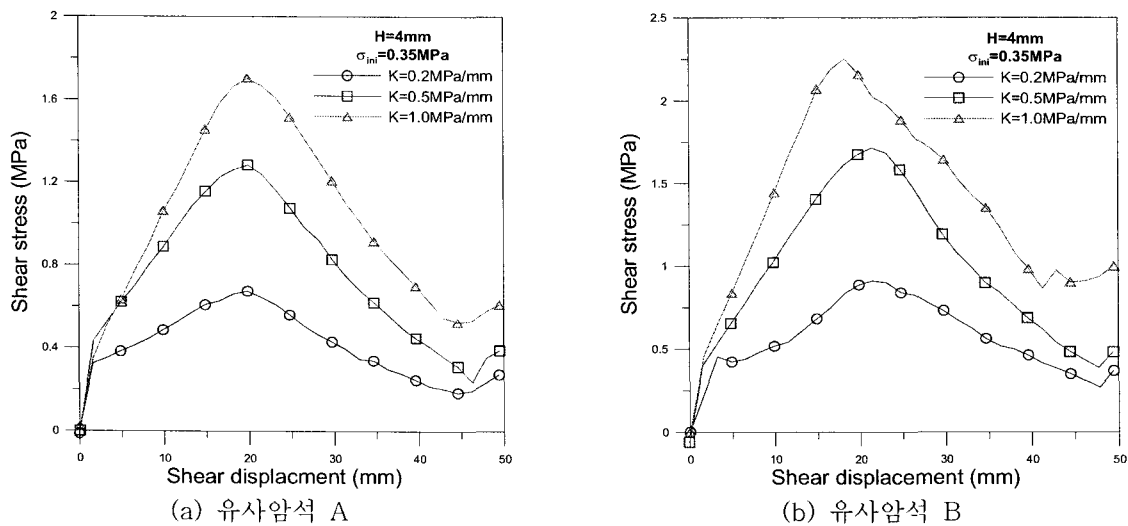
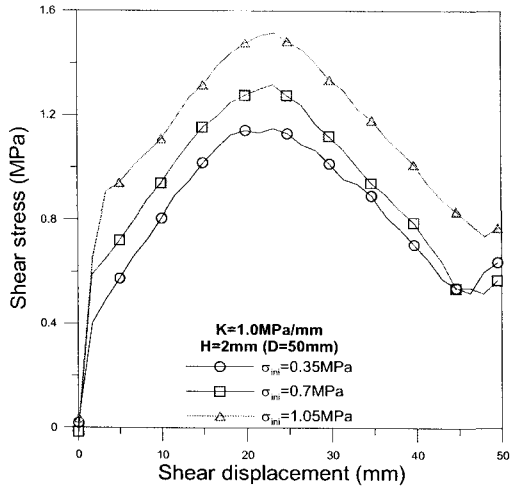


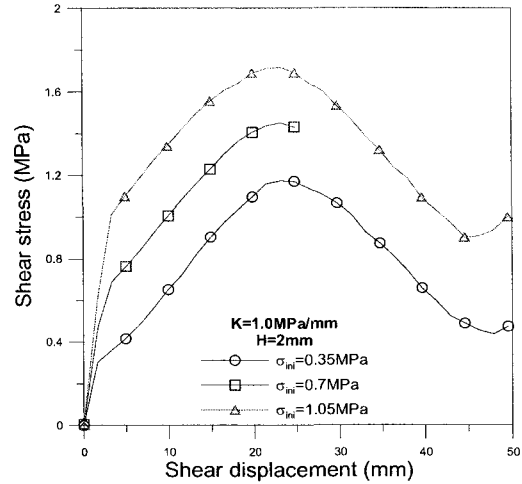
그림 6. 수직강성에 따른 전단응력-전단변위 곡선

그림 5, 6에 나타낸바와 같이, 거칠기 높이와 수직강성의 영향은 초기 침투강도 이후의 미끄러짐 (slipping) 구간에서 전단변위가 커질수록 증가하지만, 초기수직응력은 그림 7과 같이 초기 침투 전단강도의 크기와 관련이 있을 뿐 이후의 전단거동과는 무관하다. 이는 거칠기 높이와 수직강성이 초기 침투 강도와는 영향이 없는 것으로 생각할 수 있다. 본 시험에서는 말뚝시편과 유사암석시편을 분리·제작하여 실제 콘크리트 타설시의 부착력을 모사하지 않았으므로, 전단시험에서의 초기 침투강도는 실제값보다 작게 나타난다. 그러나 그림 1(b)와 같이 미끄러짐이 발생되면 초기 침투 전단강도는 다소 감소하여 CNS직접전단시험과 비슷한 크기의 값을 가질 것이다.

본 CNS직접전단시험에서는 2종류($q_u=9, 15\text{MPa}$)의 유사암석만을 대상으로 시험을 수행하여 암반의 일축압축강도 및 탄성계수 등의 재료강도에 따른 영향은 명확하지는 않으나, 기존의 시험결과(조천환, 2003)등의 연구와 종합하여 분석한 결과 재료강도가 클수록 전체적인 전단마찰력이 크게 나왔다. 또한 본 시험결과에서는 초기 침투강도값이 대부분 전단변위 2mm 정도로 발생하였지만, 탄성계수가 커질수록 작은 변위에서 발현되며 발현되는 전단변위의 범위가 0.5-2mm 정도로 나타났다.



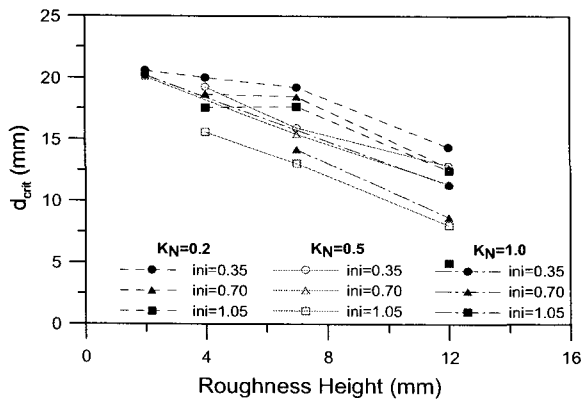
(a) 유사암석 A



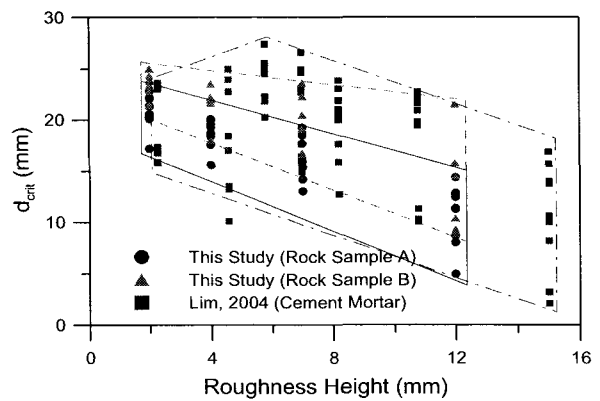
(b) 유사암석 B

그림 7. 초기수직응력에 따른 전단응력-전단변위 곡선

그림 5~7에서의 시험결과는 모두 전단거동시 경계면의 거칠기가 파괴되지 않고 미끄러져 넘어가는 현상(overtopping)을 나타내지만, 대부분 거칠기 높이, 수직강성, 초기수직응력이 커짐에 따라 전단변위 25mm 이전에서 시편의 거칠기가 파쇄되어 최대 침투 전단강도가 나타난다. 그림 8 (a)은 이러한 영향 정도를 잘 나타내고 있지만, 전체적인 시험결과에서는 거칠기를 제외한 수직강성 및 초기수직응력의 영향은 뚜렷하지 않다. 따라서, 본 연구에서 수행한 CNS전단시험결과 및 기존 연구결과(임홍래, 2004)를 바탕으로 그림 8(b)와같이 거칠기 높이에 따른 최대 전단강도시의 전단변위를 도시하여 본 결과, 국내 암반 굴착면 거칠기의 높이(2~7mm)에 해당하는 d_{crit} 는 약 10~15mm 정도이다.



(a) 거칠기, 수직강성, 초기수직응력의 영향(유사암석 A)



(b) d_{crit} 시의 전단변위의 범위

그림 8. 최대 전단강도시의 전단변위(d_{crit})

3. 암반 근입 현장타설말뚝의 주면 하중전이함수

3.1 Hoek-Brown 파괴기준에 대한 고찰

Hoek-Brown의 파괴기준은 그림 9(a)와 같이 많은 실험을 토대로 제안된 기준으로 극한상태를 추정하는데 있어 암석(intact rock)뿐만 아니라 암반(rock mass)에도 적용할 수 있는 가장 실제적인 모델이며, 파괴시의 주응력(σ_{1f})과 최소주응력(σ_3)사이의 관계로 표현된다. 이때 재료상수 m_b , s , a 는 암석삼축압축 시험과 GSI 등에 따라 산정된다. 주응력 형태의 Hoek-Brown 파괴기준은 그림 9(b)와 같이 수직응력과

전단응력의 관계로 나타낼 수 있으며, 이는 직선 형태의 Mohr-Coulomb 기준과 다르게 비선형 형태로 표현된다. GSI는 표 5와 같이 암반의 절리 및 풍화의 발달함에 따라 지반의 강도 저감을 나타내는 정성적인 값으로, 암반분류법의 하나인 RMR(rock mass rating)값과의 상관식으로부터 구할 수도 있다

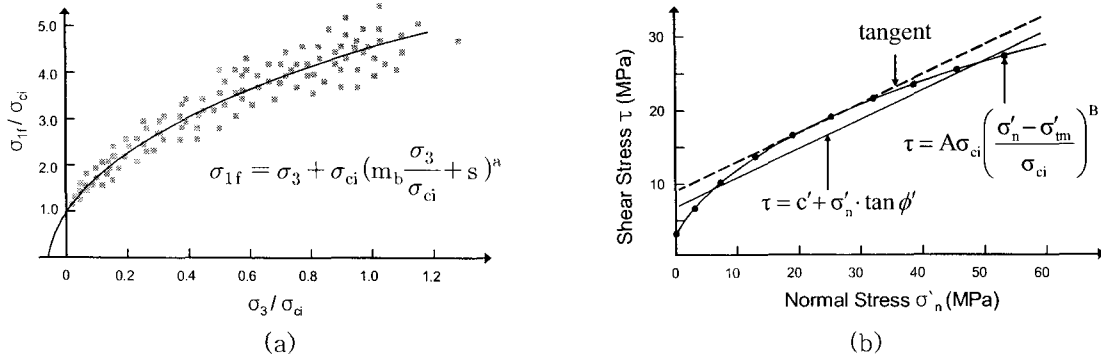


그림 9. Hoek-Brown 파괴기준(1997)

표 5. GSI (Geological Strength Index; Hoek et al., 2002)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		Surface Condition
<p>From the letter codes describing the structure and surface conditions of the rock mass (from Table 4), pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index (GSI) from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38.</p>		<p>VERY POOR Stickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>
<p>Structure</p>		<p>POOR Stickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings of angular fragments</p>
<p>Blocky - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets</p>		<p>FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces</p>
<p>Very Blocky - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets</p>		<p>GOOD Rough, slightly weathered iron stained surfaces</p>
<p>Blocky/Disturbed - folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets</p>		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surface</p>
<p>Disintegrated - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces</p>		
<p>Decreasing Interlocking of Rock Pieces ⇩</p>		<p>DECREASING SURFACE QUALITY ⇨</p>

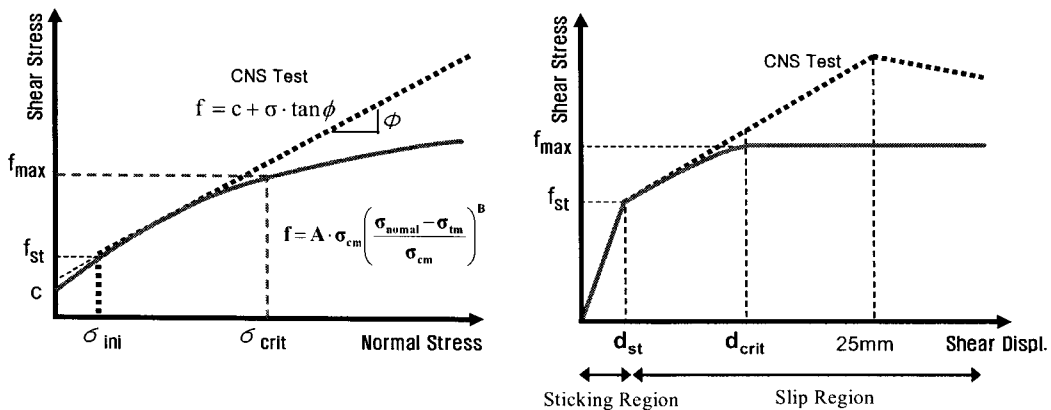
3.2 주면하중전이함수 제안

CNS 직접전단시험 결과를 바탕으로 제안된 전단강도 공식(Patton, 1996; Ladanyi-Archambault, 1970; Barton et al., 1973; Indraratna et al., 1999)들은 다수 존재하나, 대부분 Mohr-Coulomb의 전단강도 식을 수정한 형태이다. 이는 암석상태에 가까운 시편을 대상으로 수행되어 암반의 절리, 풍화정도의 크기를 반영하지 못하므로, 실제 현장조건을 반영한다고 볼 수 없다. 따라서, 본 연구에서는 CNS 직접전단시험 결과 및 기존의 실제암석을 대상으로 수행된 CNS직접전단 시험 결과를 토대로 암반의 절리와 풍화상태를 나타내는 GIS(Geological Strength Index)를 이용한 Hoek-Brown의 파괴기준을 적용하여, 보다 현장여건을 반영할 수 있는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이곡선을 식 3과 같이 제안하였다.

$$f = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_{normal} - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B = A \sigma_{ci} \left(\frac{(\sigma_{ini} + K_n (d - d_{st}) \tan i) - \left(-\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \right)}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (3)$$

- | | |
|--|---|
| 여기서, σ_{ci} = 암석의 일축압축강도, | σ_{normal} = 말뚝-암반 경계면에서의 수직응력 |
| σ_{tm} = 암반의 인장강도 = $-s\sigma_{ci}/m_b$, | σ_{ini} = 초기수직응력 = $k_0\sigma'_{vo}$ |
| A = 상수 = 0.35, | B = GSI 따라 결정되는 상수 |
| K_n = 암반의 수직강성, | i = 굴착면 거칠기 각도 |
| d = 말뚝-암반 경계면에서의 변위량, | d_{st} = 탄성거동이 발생하는 최대 변위량 = 0.5~2mm |
| s, m_b = 암반의 재료상수 | d_{crit} = 최대주면마찰력이 발생하는 변위량 \approx 10~15 mm |

본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 그림 10(a)와 같이 CNS직접전단시험시 선형의 수직응력-전단응력 관계(점선부분)를 비선형 형태(실선부분)로 나타낼 수 있으며, 이는 그림 10(b)와 같이 말뚝거동에 영향을 주는 암반의 절리 및 풍화의 크기 정도가 반영되어 산정되므로 실제 거동에 더욱 근접한 결과라고 판단된다.



(a) 전단응력-수직변위
(b) 전단응력-전단변위
그림 10. CNS 직접전단시험 결과와 제안된 주면하중전이함수의 비교

4. 제안된 하중전이함수와 재하시험 결과의 비교 및 고찰

본 연구에서 제안한 주면 하중전이함수는 CNS 직접전단시험결과와 암반의 파괴기준 이론을 접목하여 제안된 것으로 실제 현장상태에서의 적용성 판단을 위하여 기존 3개 현장에서 수행된 재하시험 자료(권

오성, 2003, 2004; 정성준, 2005)와 비교분석을 수행하였다. 기존 재하시험의 지반물성(암종, 말뚝길이, 말뚝직경, 변형률계 위치, 일축압축강도, 암반 탄성계수, RMR) 및 본 제안식의 입력값은 표 6과 같으며, 이를 바탕으로 본 연구에서 제안한 주변 하중전이함수와 재하시험결과(f-w 곡선)를 그림 11과 같이 비교하여 나타내었다. 입력된 GSI는 RMR 값을 이용하여 산정하였으며, 거칠기(i), 계수(B)는 CNS 직접전단시험결과를 토대로 풍화암과 연암에 따라 각각 산정하였다.

표 6. 재하시험 물성 및 주변하중전이함수 입력값

구분	Pile No.	재하시험 말뚝 및 지반물성								주변하중전이함수 입력값						비고
		Rock Type ¹⁾	L (m)	D (mm)	-E.L (m)	q _u (MPa)	E _{mass} (MPa)	RQD	RMR (GSI) ²⁾	i ³⁾ (deg)	B	d _{st} (mm)	d _{crit} (mm)	m _i ⁴⁾	k ₀	
동탄	D2	풍화암(CW)	13.5	1000	12.9	47.8	905	0	22(17)	9.09	0.85	2	15	33	0.50	Beneto공법 편마암
	D3	풍화암(CW)	13.5	1000	12.2	47.8	974	0	22(17)	9.09	0.85	2	15	33	0.50	
	D4	풍화암(HW)	13.5	1000	12.1	47.8	1203	9	31(26)	9.09	0.80	2	15	33	0.75	
		연암(MW)			12.9		1932						40		42(37)	
	D5	연암(MW)	13.5	1000	12.9	47.8	2748	52	45(40)	9.09	0.75	2	10	33	1.00	
인천 대교	W8	연암(MW)	45.1	2400	44.5	18.4	1774.6	8	(40)	9.09	0.75	2	10	33	1.00	RCD공법 화강암
					47.9	34.1	2815.8									
	E7	연암(MW)	40	2400	49.0	12	1483.4	18	(40)	9.09	0.75	2	10	33	1.00	
					50.7	30										
	E5	연암(MW)	40.1	3000	49.5	54.1	1628	-	(40)	9.09	0.75	2	10	33	1.00	
					51.5	37.13										
				52.5	30.4	-										
부산 남항	O.T	풍화암(CW)	33.5	1500	28.5	78.7	254	0	9(9)	9.09	0.85	2	15	33	0.50	O-Cell / Top-down
		풍화암(HW)			-33.5		330		20		25(20)				0.80	

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

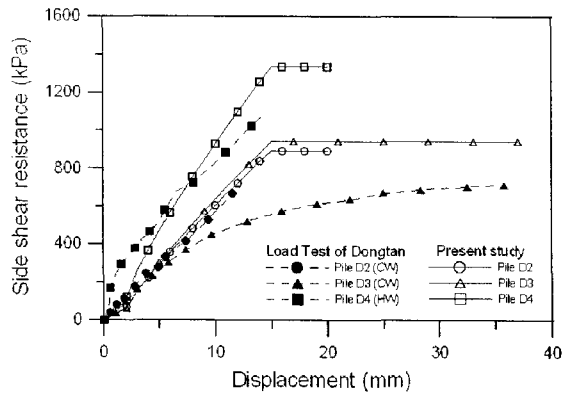
2) GSI = RMR₇₆ = RMR₈₉ - 5 (단, RMR₇₆ > 18, RMR₈₉ > 23), 인천대교의 적용값은 가정

3) i = 거칠기가 중간정도인 경우 (거칠기 높이 4mm)

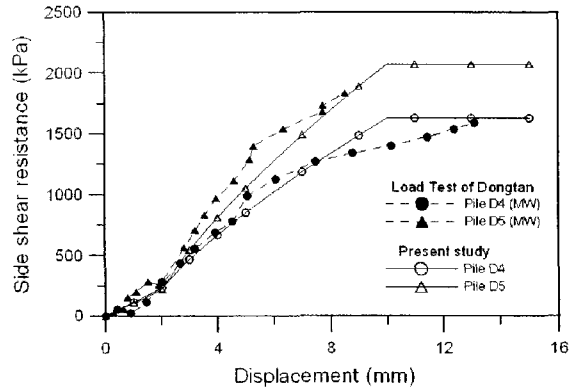
4) m_i = 암종에 따른 재료상수 (Marinos and Hoek, 2001)

본 연구에서는 식 2를 이용하여 수직강성 산정시 말뚝반경(r)값 대신에 말뚝직경의 제곱근($\sqrt{2r}$)을 적용하였다. 이는 식 2는 탄성이론으로 산출되어 실제 말뚝-암반 경계면의 수직강성을 과다하게 산정하고, 말뚝직경이 커질수록 수직강성이 비례적으로 감소하므로 $\phi 1500$ 이상의 대구경 현장타설말뚝의 주변마찰력을 과소 평가하는 요인이 되었기 때문이다. 이러한 결과는 주변하중전이곡선의 기울기가 말뚝의 직경값보다는 말뚝 직경의 제곱근 값을 적용하였을 때 더 신뢰성 있다고 제안한 Kim and Jeong et al.(1999) 등의 연구에서도 볼 수 있다. 또한, 암반에 근입된 현장타설말뚝은 암반의 절리 및 풍화상태에 따라 다르게 그 거동이 다르지만, 풍화암보다는 연암에서 취성과파괴가 일어난다고 볼 수 있으므로 그림 8(b)를 바탕으로 최대주변마찰력이 발현되는 변위량(d_{crit})은 연암에서는 10mm, 풍화암에서는 15mm로 각각 가정하여 적용하였다.

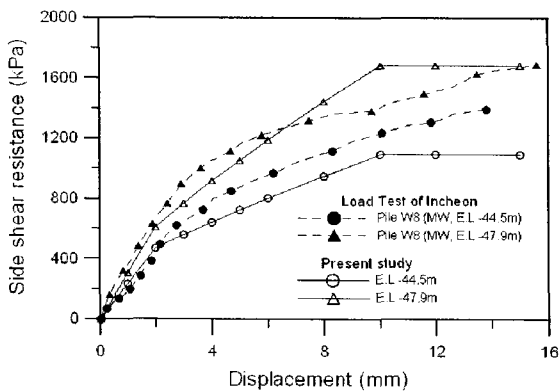
그림 11에 나타난 바와 같이, 제한된 자료이지만 본 연구에서 제안한 주변 하중전이함수는 현장 재하시험결과와 비교적 서로 잘 일치함을 알 수 있다. 이중 제안식과 다소 차이가 나는 그림 11(e)의 경우, 측정된 2개의 f-w곡선(E.L.-49.5, -51.5)이 전단변위가 발생함에 따라 계속적으로 주변마찰력이 증가하여 제안된 하중전이함수와 차이를 보이지만, 같은 연암지역의 E.L.-52.5m에서 측정된 f-w곡선은 일정크기로 수렴하여 제안식과 비교적 일치한다. 또한 그림 11(f)의 경우, f-w곡선이 측정된 암반층이 완전풍화(CW)에서 심한풍화(HW)로 분류되므로 제안식을 각각 두 암반층(CW, HW)에 해당하는 입력치를 적용하여 나타낸 결과, 재하시험 결과는 두 제안식 사이에 위치하며 그중 CW 암반 물성치를 적용한 제안식과 잘 일치하고 있다.



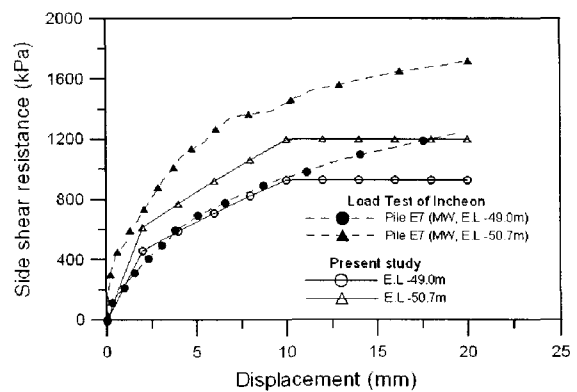
(a) 동탄 (CW, HW)



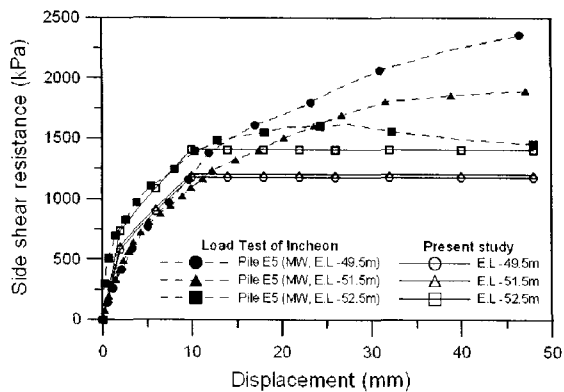
(b) 동탄 (MW)



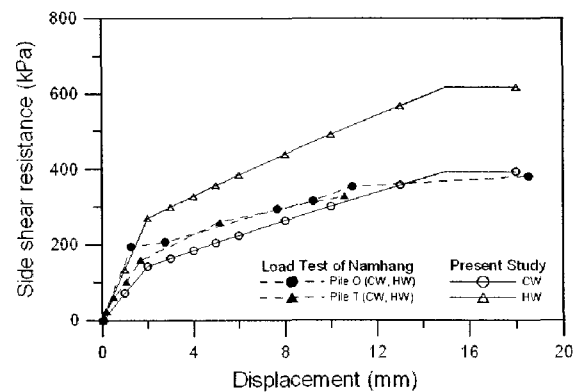
(c) 인천대교 Pile W8 (MW)



(d) 인천대교 Pile E7 (MW)



(e) 인천대교 Pile E5 (MW)



(a) 부산남항 (CW, HW)

그림 11. 제안된 하중전이 함수와 재하시험 결과(f-w곡선)과의 비교

5. 결론

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 경계면을 모사하여 CNS 직접전단시험을 수행하였으며, 주변마찰력 영향요소의 영향정도 및 전단거동을 관찰하였다. 이를 바탕으로 Hoek-Brown 파괴기준을 이용하여 암반의 일축압축강도, 굴착면 거칠기, 풍화도, 수직강성도, 그리고 초기 구속응력 등의 주변마찰력 영향요소들이 반영된 하중전이 함수식을 제안하였고, 재하시험과의 비교를 통하여 타당성을 검증하였다. 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 말뚝과 암반의 경계면을 모사한 CNS 직접전단시험 결과, 최대 전단강도(두 번째 침투강도)는 거칠기, 수직강성, 일축압축강도가 클수록 증가하고 초기 침투 전단강도는 초기수직응력이 클수록 증가하는 것으로 일관되게 나타났다.
- (2) 일축압축강도가 클수록 전체적인 전단강도 값은 증가하지만, 전반적으로 일축압축강도가 작은 경우에 비해 작은 전단변위에서 최대 전단강도가 발현하였다. 이는 거칠기의 파쇄가 일어났음을 의미하며, 풍화암보다는 연암에서 취성과파괴가 보다 많이 발생하는 경향과 일치하였다.
- (3) 암반의 절리 및 상태에 따라 말뚝-암반의 전단거동은 달라지지만, CNS 직접전단시험 결과를 바탕으로 최대주면마찰력이 발현하는 전단변위(d_{crit})를 산정(연암 10mm, 풍화암 15mm)하여 일괄적으로 적용한 결과, 몇몇 사례의 경우 주면마찰력을 과소평가하지만 본 제안식과 재하시험 결과는 비교적 잘 일치하였다.
- (4) 본 제안식과 재하시험을 통한 풍화암 및 연암에서의 f-w 곡선은 비교적 서로 일치하고 있으며, 이로부터 본 제안식이 거칠기, 암반 풍화도 및 특성 등의 주변영향요소들을 적절히 반영하고 있음을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 권오성, 최용규 등(2003), "O-cell 시험을 이용한 현장타설말뚝의 하중-변위 거동", **대한토목학회 정기학술대회**, pp.3342~3347.
2. 권오성(2004), "암반의 풍화도가 암반근입 말뚝의 지지거동에 미치는 영향", **서울대학교**, 박사학위논문.
3. 이명환, 조천환, 유한규, 권형구(2003), "국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 소켓벽면 거칠기에 관한 연구", **한국지반공학학회 정기학술대회**, pp.431~438
4. 정성준, 김정환, 이현근, 김명모(2005), "LRFD 설계법에 따른 인천대교 현장 타설 말뚝의 지지력 산정", **대한토목학회 정기학술대회**, pp.3929~3932.
5. 조천환, 이명환, 김성희(2003), "국내 현장타설말뚝의 주면 접촉부에 대한 일정강성도 전단시험", **한국지반공학학회 정기학술대회**, pp.147~152.
6. Barton, N. and Choubey, V.,(1977), "The shear strength of rock joints in theory and practice", *Rock Mech.* Vol.10, pp.1~54
7. Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B.(2002) "Hoek-Brown criterion 2002 edition", *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, pp.267~273.
8. Indraratna, B., Haque, A. and Aziz, N.(1999), "Shear behavior of idealized in filled joints under constant normal stiffness", *Geotechnique*, Vol.49(3), pp.331~355.
9. Johnston, I. W., Lam, T. S. K. and Williams, A. F.(1987), "Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock", *Geotechnique*, Vol.37(1), pp.83~89.
10. Kim, S. I., Jeong, S. S., Cho, S. H. and Park, I. J.(1999), "Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp.999~1010.
11. Nam, M. S.(2004), "Improved design for drilled shafts in rock", University of Houston, Dissertation.
12. O'Neill, M. W., Townsend, F. C., Hanssan, K. M., Buller, A. and Chan, P. S.(1995), "Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials", FHWA-RD-95-XXX Draft report U.S. Department of Transportation.
13. Seidel, J. P. and Collingwood, B.(2001), "A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, Issue 1, pp.138~153.