

# Hoek-Brown 공식을 이용한 현장타설말뚝의 주면마찰력 산정

## Estimation of Shaft Resistance of Drilled Shafts Based on Hoek-Brown Criterion

사 공 명\*<sup>1</sup> Sagong, Myung

백 규 호\*<sup>2</sup> Paik, Kyu-Ho

### Abstract

Modification of general Hoek and Brown criterion is carried out to estimate the shaft resistance of drilled shaft socketed into rock mass. Since the general Hoek-Brown criterion can consider the in-situ state of the rock mass, the proposed method, estimating the unit shaft resistance of drilled shafts based on the Hoek-Brown criterion, has increased flexibility compared to other methods exclusively considering uniaxial compressive strength of intact rocks. The proposed method can form the upper and lower bounds, and most culled data (from 21 pile load tests) from the literature can be found between these two bounds. A comparison between the estimated and observed unit shaft resistances shows quite a good correlation even with crude assumptions for the input parameters. The best-fit line drawn from this analysis shows that at the lower strength of intact rocks (up to 10MPa), Horvath and Kenney's equation shows a good correlation with the measured values, and for strong rocks Rosenberg and Journeaux's equation provides a close estimation with collected data. The results of parametric studies for GSI and confining stress show that the normalized unit shaft resistance increases with these two factors. In addition, coefficient of the equational form of the estimation can vary with GSI and confining stresses.

### 요 지

현장타설말뚝의 주면마찰력을 산정하기 위하여 Hoek-Brown 모델의 일반공식이 수정되었다. 원지반 상태를 고려하는 Hoek-Brown의 일반공식에 근거하여 본 연구에서 제안된 단위주면마찰력의 산정기법은 이전 원지반 무결암의 일축 압축강도만을 고려하여 단위주면마찰력을 산정하는 방법에 비해 상당한 뛰어난 적용성을 보인다. 본 연구에서 제안된 방법을 이용하여 압반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력에 대한 상한계와 하한계를 구성하는 것이 가능하며, 기존 문헌에 보고된 단위주면마찰력에 대한 시험결과의 대부분이 이 두 범위에 존재하는 것으로 확인되었다. 또한 제안된 방법을 통해 단위주면마찰력을 산정할 때 입력 변수에 대한 기본적인 가정만으로도 예측치와 측정치간에는 훌륭한 상관관계를 보였다. 여기서 도출된 상관관계식을 기존의 공식들과 비교한 결과 무결암의 강도가 작은 경우에는 Horvath와 Kenney의 제안식이, 그리고 암의 강도가 큰 경우에는 Rosenberg와 Journeaux의 제안식이 상관식과 근사한 결과를 보였다. 한편 GSI 및 구속압에 대한 영향분석을 수행한 결과 두 인자들과 정규화된 단위주면마찰력은 동반 상승하는 관계를 보였으며, 단위주면마찰력의 산정식이 멱함수의 형태일 경우에는 단위주면마찰력과 일축압축 강도 사이에 적용되는 계수는 GSI 및 구속응력에 따라 변하는 것으로 관측되었다.

**Keywords :** Drilled shaft, GSI, Hoek and Brown criterion, Intact rock, Side resistance, Uniaxial compressive strength

\*1 정회원, 포항산업과학연구원 강구조연구소 토목구조연구팀 선임연구원 (Member, Associate Researcher, Civil Engr., Research Team, Steel Structure Research Lab, Research Institute of Industrial Science & Technology, sagong@rist.re.kr)

\*2 정회원, 관동대학교 이공대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engr., Kwandong Univ.)

## 1. 서론

깊은 기초의 일종인 현장타설말뚝은 초고층 빌딩이나 장대교량과 같이 상부구조물의 하중이 큰 경우에 구조물에 작용하는 연직하중이나 수평하중을 지지하기 위하여 사용되며, 이를 위하여 현장타설말뚝의 선단부는 암반층에 지지되거나 근입되는 것이 일반적이다. 현장타설말뚝은 강관말뚝과 달리 선굴착 후 굴착공에 콘크리트를 주입하여 말뚝을 형성하므로 굴착시 발생하는 잔토의 영향이나 굴착공벽의 거칠기, 원지반의 강도 특성 뿐만 아니라 그 이외의 많은 요소들이 말뚝의 극한 지지력에 영향을 미치게 된다.

1970년 이후부터 현장타설말뚝에 대한 적절한 설계를 위하여 선단지지력과 주변마찰력, 그리고 말뚝의 하중전이특성 등에 대한 연구가 각종 말뚝재하시험을 통해서 진행되어 왔으며, 최근들어 국내에서도 모형실험이나 현장시험을 통하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 특성을 평가하거나 기존 지지력 산정식의 정확도를 검증하는 연구가 수행되고 있다(김원철 등, 2002; 정창규 등, 2002; Seidel과 Cho, 2002). 일반적으로 암반에 근입된 현장타설말뚝을 설계하는 경우에 말뚝의 하중지지 메카니즘은 1) 하중이 선단지지력에 의해서만 지지되는 경우, 2) 주변마찰력에 의해서만 지지되는 경우, 그리고 3) 선단지지력과 주변마찰력 모두에 의해 지지되는 경우가 고려될 수 있다. 이 중에서 선단지지력이나 주변마찰력중 하나만을 고려하는 경우에는 지지력을 실제보다 과소평가하므로 비경제적인 설계가 될 수 있으며, 선단지지력과 주변마찰력 모두를 고려하는 경우에는 선단지지력과 주변마찰력에 의한 하중 분담을 알아야만 하는 단점이 있다. 기존의 연구결과들에 따르면 암반에 근입된 말뚝의 단위주면마찰력은 말뚝이 근입된 암반의 일축압축강도와 선형 혹은 비선형의 관계를 갖는 것으로 나타난다(Carter와 Kulhawy, 1988; Horvath와 Kenney, 1979; Rowe와 Armitage, 1987; Reese와 O'Neill, 1987; Reese와 O'Neill, 1987). 그러나 이러한 관계식들은 원지반의 특성을 전혀 고려하지 않기 때문에 지지력 산정에 있어 많은 한계를 내포하고 있다.

이러한 단점을 극복하고자 최근들어 원지반 상태를 고려한 선단지지력 산정법이 Zhang과 Einstein(1997)과 Serano와 Olalla(2002)에 의하여 제안 되었다. 특히 Zhang과 Einstein(1997)은 해석적인 방법을 통해서 RMR 값에 따른 선단지지력의 상한계(upper bound)와 하한계(lower

bound)를 제안하였으며, 다수의 재하시험결과들이 이 범주에 존재하고 있음을 보였다. 이러한 공식들은 원지반의 상태(암종, 풍화도, 절리간격 등)를 고려하여 암의 강도를 산정하는 Hoek-Brown 공식에 근거하고 있기 때문에 설계자의 판단에 근거하여 실제적인 지지력을 산정할 수 있다. 이외에도 암석과 콘크리트의 미시적인 전단거동 모델을 이용하여 말뚝의 변위(침하)에 따라 전단력의 변화를 계산하고 이 결과를 이용하여 말뚝의 주변마찰력을 산정하는 방법도 제안되었다(Seidel과 Harberfield, 2002).

이상의 연구결과들을 고려할 때 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정에 있어서 무결암의 일축압축강도만을 사용하는 것보다는 무결암의 일축압축강도와 원지반의 상태, 암종 등의 다양한 요소 등을 고려하는 접근법이 합리적인 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 Hoek-Brown 공식에 근거하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력에 대한 지지력 산정식이 제안되었으며, 이 제안식으로부터 계산된 결과들을 여러 문헌을 통해 발표된 재하시험 결과들과 비교함으로써 제안식의 정확도를 검증하였다. 또한 매개변수분석 (parametric study)을 통하여 제안식에서 사용되는 인자 중 GSI값과 구속응력이 주변마찰력에 미치는 영향을 조사하였다.

## 2. Hoek-Brown 공식에 대한 고찰

암석의 경우 흙과는 달리 구성 입자들간의 높은 결합력으로 인해 인장력이 발현되며 입자들 사이에 존재하는 미시적인 공극이나 크랙 혹은 거시적인 관점에서의 절리나 파쇄대가 존재함으로써 암석이나 암반에 대한 극한상태의 추정이 매우 어렵다. 따라서 흙에 일반적으로 적용하는 Mohr-Coulomb 이론을 암석에 적용하는 데는 그 한계가 있을 수 있다. 일반적으로 암석의 극한상태(파괴하중)를 추정하는데 있어서 Mohr-Coulomb 이론보다 Hoek-Brown 공식의 적용성이 더 높은 것으로 알려져 있다. 1980년 초기 Hoek-Brown 공식이 제안된 후 몇 차례 수정과 보완을 거쳐서 최근에 발표된 일반적인 Hoek-Brown 공식의 형태는 다음과 같다(Hoek과 Brown, 1997).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

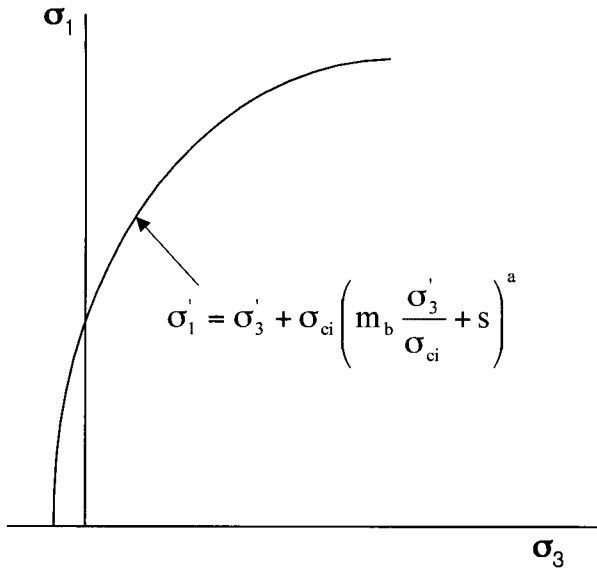


그림 1. 주응력 평면에 나타난 Hoek-Brown 공식

여기서

$\sigma_1'$  과  $\sigma_3'$  = 절리를 내포한 풍화된 원지반 암반의 파괴 시 최대 및 최소 주응력

$\sigma_{ci}$  = 원지반의 무결암에 대한 일축압축강도

$m_b$  = 원지반 상태를 고려한 Hoek과 Brown 정수  
 ( $= m_i \exp\left(-\frac{GSI-100}{28}\right)$ )

$m_i$  = 암석의 종류에 따른 상수

GSI(Geological Strength Index) = 원지반의 풍화도 및 절리 간격 등을 고려한 특성값

$s, a$  = 원지반의 상태에 의존하는 상수

Hoek과 Brown 공식은 주응력 평면에서 나타낼 수 있으며 파괴포락선은 그림 1에서 도시된 바와 같이 곡선을 이룬다. 그림 1에서 보는 바와 같이 Hoek과 Brown 공식에 의한 파괴포락선은 최소주응력이 인장축인 부분에 대해서도 적용이 가능하게 된다. 이 공식에 사용되는 여러 인자중  $m_i$ 는 암석의 종류에 따라 보통 4(쇄설성의 점토암)에서 33(거친 화강암)사이의 값을 갖으며, 암반에 절리나 파쇄대와 같은 연약대가 존재한다면  $m_i$  값은 상당히 달라지게 된다. 따라서 Hoek-Brown 공식은 암반의 풍화상태나 절리의 발달정도가 전체적으로 균질한 조건에서 그 적용성이 뛰어날 것이다. 암의 종류에 따른  $m_i$  값은 표 1에서 확인 할 수 있다.

GSI는 지질조건이 다른 지반의 강도 저감을 위하여 제안된 요소로서 노두에서 관측된 암반상태의 정성적인 평가에 근거하여 표 2로부터 결정될 수 있다. Hoek과 Brown(1997)이 제안한 바와 같이 정확성을 가하기 위하여 하나의 값을 정하여 사용하기 보다는 일정한 범위를 선택하여 상한값과 하한값을 사용하는 것이 보다 현실

표 1. 무결암의 종류에 따른  $m_i$  값 (Hoek과 Brown, 1997)





암종류	구분	그룹	재질상태			
			거침	중간	조밀	상당히 조밀
풍화암	쇄설성		역암(22)	사암 19	미사암 9	점토암 4
			Grewacke (18) <sup>1</sup>			
	비쇄설성	유기물	처크(chalk) 7 석탄 (8-21)			
		탄화	각력암(20)	Sparitic <sup>2</sup> 석회암(10)	Micritic <sup>3</sup> 석회암 8	
		화학물	Gypstone 16		경석고 13	
변성암	비엽리	대리석 9	혼펠스(Hornfels)(19)	규암 24		
	다소엽리	혼성암 (migmatite) (30)	엠프블라이트 (amphibolite) 25-31	암쇄암(6)		
	엽리화	편마암 33	편암 4-8	천매암(10)	판암 9	
화성암	밝음	화강암 33	유문암(16)		흑요석(19)	
		화강섬록암(30) 섬록암 (28)	석영안산암(17) 안산암 19			
	어두움	반려암 27	조립현무암(19)	현무암(17)		
		노라이트(norite) 22				
	분출쇄설성	집괴암(20)	각력암(18)	응회암(15)		

\*1 점토 모체내 석영과 장석등 여러 종류의 광물로 구성된 각형의 입자

\*2 조립질 석회암

\*3 단단한 결정질 형태의 석회암

표 2. 원지반상태에 따른 GSI의 추정 (Hoek과 Brown, 1997)

Geological Strength Index		상당히 양호 거칠고 신선하며 풍화되지 않은 표면	양호 거칠고 다소 풍화되며 녹으로 얼룩짐	보통 미끈하며 다소 풍화되거나 표면이 변함	조악 단층마찰면 형성 각진 입자들로 조밀하게 쌓여거나 채워진 상태로 표면은 상당히 풍화	상당히 조악 단층마찰면형성, 연약한 점토에 의해 쌓여거나 채워진 상태로 표면은 상당히 풍화
	괴상(Blocky)  상당히 맞물려있으며 비교적 양파 에 조교하나 3방향의 절리면 인장 에 약함	80	70			
	상당히 괴상 (Very Blocky)  맞물려있으며 부채꼴적인 표관된 양파 이므로 다면의 각진 양괴로 구성되며 네 해에 이상의 절리면으로 구성		60	50		
	괴상/교란 (Blocky/Disturbed)  교차하는 다종의 절리로 구성된 각진 양괴로 단층 혹은 습곡화			40	30	
	분리 (Disintegrated)  느슨하게 맞물려있으며 심하게 파손된 양반으로서 각진형, 둥근형의 양편이 존재				20	10

적이다. Hoek과 Brown에 따르면 GSI 값이 25이상인 경우에는 Bieniawski가 1976년에 제안한 RMR 값을 GSI 값으로 직접 사용 할 수 있으나, 이때 지하수의 평가치는 건조한 상태를 나타내는 "10"으로 하고 절리면의 방향은 양호한 상태를 나타내는 "0"으로 할 것을 제안하

였다. 그리고 Bieniawski가 1989년에 제안한 RMR 값을 적용하는 경우에는 GSI 값으로 "RMR<sub>89-5</sub>"을 사용하고, 이때 지하수 평가치는 "15"를 그리고 절리 방향에 대한 평가치는 "0"을 적용하도록 하였다.

s와 a값은 GSI 값에 따라 결정되며, GSI 값 25(암반의

풍화가 상당히 진행된 경우)를 기준으로 s와 a의 값은 다음 식에 의해 결정된다.

$$\text{GSI} > 25 \text{ 인 경우 } s = \exp\left(\frac{\text{GSI} - 100}{9}\right), \quad a = 0.5$$

$$\text{GSI} > 25 \text{ 인 경우 } s = 0, \quad a = 0.65 - \frac{\text{GSI}}{200}$$

### 3. Hoek-Brown 공식을 이용한 현장타설말뚝의 단위주면마찰력 산정

#### 3.1 단위주면마찰력 산정 방법의 제안

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 암석의 잔류내부마찰각, 암반근입부의 거칠기, 근입부 암반과 콘크리트간의 상대강성, 말뚝의 직경 및 근입부 길이, 구속응력 등 여러 가지 요소에 의해 영향을 받는다 (Seidel 등, 2002, Williams and Pells, 1981). 특히 근입부의 벽면 거칠기에 따라 주면마찰력의 상한값과 하한값은 약 3배의 차이를 보이기도 한다(O'Neill과 Reese, 1999). 이러한 차이는 근입부의 주면이 매끈한 경우와 굴착과정에서 인위적으로 흙을 만든 경우에 발생한다. 주면마찰력의 증대를 위하여 인위적으로 주면에 흙을 제작하는 경우 그 흙의 깊이와 간격 등을 정량적으로 측정하는 것이 가능할 수는 있으나, 일반적인 굴착과정에서 발생하는 암반근입부의 벽면 거칠기는 굴착공법과 속도, 원지반의 절리상태 등에 영향을 받게 되므로 주면거칠기의 정량적인 파악은 그리 쉽지 않은 것이다. 따라서 본 연구에서는 일반적인 굴착과정을 통해서 생성되는 현장타설말뚝만을 대상으로 하였으며, 근입부의 거칠기에 대한 요소는 고려하지 않았다.

콘크리트가 충전된 현장타설말뚝의 암반 근입부는 시간이 경과함에 따라 원지반의 암석과 콘크리트 사이의 부착력이 증가하게 되므로 암석과 콘크리트의 일체화가 유발하게 된다. 이때 콘크리트-암석간의 전단거동은 두 재료 중 상대적으로 강성이 약한 재료의 파괴에 의하여 결정된다(Seidel과 Harberfield, 2002). 이러한 조건을 고려하여 현장타설말뚝의 단위주면마찰력을 산정하기 위하여 주응력의 향으로 나타내어진 Hoek-Brown 공식을 식 (2)와 같이 최대전단응력의 향으로 변환시켰다.

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

그리고 말뚝이 근입된 암반에 작용하는 최소주응력은 지층이 수평하고 균질한 경우 그 지점의 수평응력과 같게 되므로 식 (2)에  $\sigma_3 = K_0 \gamma_t z$ 을 대입하고  $\tau_{\max}$ 를 말뚝의 단위주면마찰력  $f_{su}$ 으로 치환하면 식 (3)을 얻게 된다.

$$f_{su} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left( m_b \frac{K_0 \gamma_t z}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

여기서  $f_{su}$  = 말뚝의 최대 단위주면마찰력

$K_0$  = 정지토압계수

$\gamma_t$  = 암반근입부의 상부에 위치하는 상재토의 단위중량 ( $\text{MN/m}^3$ )

$z$  = 지표면에서 말뚝의 암반근입부 중앙까지의 깊이

식 (3)을 유도하는 과정에서 현장타설말뚝이 설치된 지표면은 수평이며, 지표면의 경사로 인한 주응력 방향의 변화는 없는 것으로 가정하였다. 만약 지표면이 경사진 지반에 말뚝이 설치된 경우 지표면의 영향으로 인해 주응력의 작용방향이 변할 가능성은 있으나 심도가 깊어질수록 그 주응력의 회전에 의한 영향은 미미할 것으로 판단되므로 식 (3)을 이용하여 말뚝의 단위주면마찰력을 산정하는 데는 큰 문제가 없을 것으로 판단된다. 또한 식 (3)에 의하면 말뚝의 심도에 따라 단위주면마찰력이 변하므로 암반 근입부의 중앙에 작용하는 단위주면마찰력을 산정하여 평균값을 사용하였다. 따라서 식 (2)의 최소주응력(수평응력)은 암반 근입부의 중앙에서 계산된 최대주응력(수직응력)  $\gamma_t z$ 에 수평토압계수  $K_0$ 를 곱함으로써 계산될 수 있다.

단위주면마찰력의 산정을 위하여 발표된 기존의 제안식들중 상부에서 작용하는 구속압의 영향을 반영할 수 있는 것으로 FHWA에서 제안하는 연암과 파쇄암에 속하는 Intermediate Geomaterial을 위한  $\alpha$  방법이 제안되었다. 그러나 다양한 암반상태에서 단위주면마찰력에 대한 구속압의 영향을 나타낼 수 있는 본 연구의 제안식이 진보된 범용성을 가진다고 할 수 있다.

#### 3.2 제안된 방법에 따른 단위주면마찰력의 상한값과 하한값의 결정

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 암반의 강도 뿐만 아니라 말뚝 본체의 강도에 의해서도 결정된다. 즉 암반의 강도가 큰 경우에는 주면마찰력이 말뚝

표 3. 단위주면마찰력의 상한 및 하한값 계산을 위한 입력데이터

	$m_i$	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	z (심도) (m)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	단위주면마찰력 (MPa)
하한값	4	10	0.1	1	20	0.009
상한값	33	65	47.2	20	20	7.49

본체의 콘크리트 강도에 의해 결정되며, 암반의 강도가 작은 경우에는 암반의 강도에 의해 주면마찰력이 결정된다. 그러나 식 (3)으로부터 계산되는 단위주면마찰력은 암석의 일축압축강도가 커짐에 따라 계속 증가하게 된다. 따라서 이러한 모순점을 제거하기 위해서는 말뚝의 단위주면마찰력에 대한 상한값과 하한값을 설정하는 것이 필요하다. 단위주면마찰력의 상한값 및 하한값을 결정하기 위해서 본 연구에서 사용한 각종 특성치들이 표 3에 정리되었다.

표 3에 보이는 바와 같이 단위주면마찰력의 하한값을 결정하기 위해서 점토암에 대응하는 값인  $m_i=4$ 와 최저 GSI값인 GSI=10을 계산에 사용하였으며, 이러한 값들은 Hoek과 Brown(1997)이 제안한 강도특성치중 최소치에 해당하는 것이다. 그리고 무결암의 일축압축 강도는 0.1MPa로 하였으며, 점토암의  $K_0$  값은 Hoek과 Brown(1980)이 제안한 범위 내에 존재하는 값 중 하나인 1.7을 적용하였다. 구속압의 적용을 위해서 암반 근입부위에 존재하는 흙의 단위중량은 20kN/m<sup>3</sup>으로, 그리고 지표면에서 암반 근입부 중앙까지의 심도는 1m로 가정하였다. 상기의 기본값들을 식 (3)에 대입한 결과 암반 근입부 중앙에서 예상되는 단위주면마찰력은 0.009MPa로 계산되었다.

상한값의 산정을 위하여 무결암의 강도가 콘크리트의 강도보다 높은 경우가 고려되었으며, 이 경우에 하중재하에 의한 말뚝 주면에서의 전단파괴는 콘크리트에서 발생하는 것으로 가정하였다. 따라서 콘크리트의 조건과 유사한 암중에 대한  $m_i$  및 GSI 값이 계산에 사용되었다. 일반적으로 콘크리트는 다양한 입경의 자갈과 모래로 구성되므로 콘크리트의 내부조직이 역암(conglomerate)과 유사할 것으로 생각된다. 따라서  $m_i$ 값으로 역암에 대응하는 값인 22를 적용하였다. 그러나 콘크리트는 자연상태의 암석이 아닌 인위적인 재료이며 양생 후 뚜렷한 절리나 풍화 등이 관측되지 않더라도 골재와 시멘트 사이에 존재하는 천이영역 (Interfacial Transition Zone) 등의 영향으로 인하여 재료간의 결합력은 자연조건에서의 암석에 비해 상당히 떨어질 수 있다. 이러한 이유에서 GSI 값으로 65를 적용하였다. 그리고 콘크리트의 일

축압축강도는 양생기간에 따라 큰 차이를 보이지만 본 계산에서는 Gunnink와 Kiehne(2002)에 의해 보고된 재하시험 당시의 콘크리트 강도의 평균치인 47.2MPa를 적용하였다. 수평 토압계수의 경우에는 암중에 따라 차이가 나지만 일반적인 평균값인 1.5를 적용하였으며, 상한값의 결정을 위하여 적용한 말뚝의 심도는 20m로 하였다. 이상의 입력자료를 식 (3)에 대입한 결과 단위주면마찰력의 상한값은 7.49MPa로 계산되었다. 본 연구에서는 단위주면마찰력의 상한값과 하한값을 계산하기 위하여 대부분의 입력변수 값들을 합리적인 범위내에서 결정하였으며, 이러한 값들은 현장조건에 따라 조절이 가능한 요소들이다.

#### 4. 제안된 단위주면마찰력 선정방법의 검증

##### 4.1 제안된 방법에 따른 단위주면마찰력의 상한계 및 하한계의 도출

그림 2는 단위주면마찰력의 상한값과 하한값의 계산을 위해 3.2절에서 사용한 각종 입력변수 값들을 그대로 고정시킨 상태에서 식 (3)으로부터 계산된 암의 일축압축강도에 따른 단위주면마찰력의 상한계(upper bound)와 하한계(lower bound)의 변화를 기존의 문헌에 발표

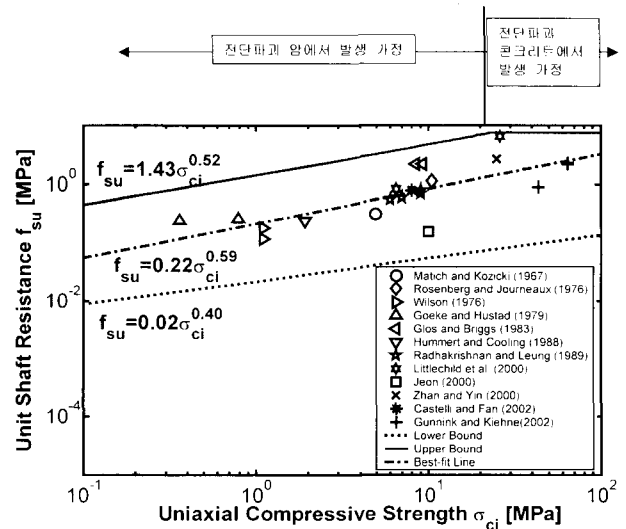


그림 2. 일축압축강도의 변화에 따른 단위주면마찰력의 변화

된 재하시험 결과와 함께 대수지상에 나타낸 것이다. 실제로는 암 종류가 변함에 따라  $m_i$  값과 일축압축강도는 변하게 되며,  $m_i$  값이 증가함에 따라 일축압축강도도 증가하게 된다. 그러나 이러한 현상은 그림 2에 보이는 상한계와 하한계에 반영되지 아니하였다. 따라서 실질적인 단위주면마찰력의 하한값은 그림에서 보여지는 하한계보다 클 것으로 판단된다.

단위주면마찰력에 대한 상한계의 형성을 위하여  $m_i$  값으로 33(화강암)을, 그리고 GSI 값으로 75를 사용하였으며, 이 경우에 상한계(upper bound)는 그림 2와 같이 두개의 영역으로 구분될 수 있다. 첫번째 영역은 원지반 암반의 일축압축강도가 말뚝 본체의 콘크리트 강도보다 작아서 전단파괴가 암반에서 발생하는 단계로, 암반 근입부의 단위주면마찰력이 원지반 무결암의 일축압축강도와 log-log 좌표에서 선형의 상관관계를 보였다. 그리고 두번째 영역은 암반의 일축압축강도가 콘크리트의 강도보다 커서 말뚝의 단위주면마찰력이 암의 일축압축강도와는 무관하게 콘크리트의 강도에 의해 결정되는 단계이다. 그러나 상한계의 첫번째 영역(경사부)과 두번째 영역(수평부)이 만나는 지점에 대응하는 암의 일축압축강도는 계산에 사용된 콘크리트의 강도인 47.2MPa보다 적은 약 23MPa로 나타났다. 이것은 하한계에 대한 계산과정에서 언급한 바와 같이 암종의 변화는 일축압축강도와  $m_i$  값의 변화를 수반함에도 불구하고 상한계의 계산 과정에서 암의 일축압축강도는 변화시키면서도  $m_i$  값은 화강암에 해당하는 33으로 고정시켰기 때문이다. 즉, 화강암과 비교해서 일축압축강도가 작은 암의 경우에 암의  $m_i$  값은 화강암에 대응하는 값인 33보다 적게 되므로 실제 발생 가능한 단위주면마찰력은 그림 2에서 도시된 경사부의 상한계보다 작게 된다. 그리고 상한계의 수평부 영역에서는 전단파괴가 콘크리트의 돌기 부분에서 발생한다는 가정하에 3절에서 계산된 7.49MPa이 상한계 수평부의 천단치로 작용하게 된다. 이상과 같이 구성된 상, 하한계는 다음과 같은 식에 의해 표현될 수 있다.

$$\text{상한계} : f_{su} = 1.43 \sigma_{ci}^{0.52} \quad (4)$$

$$\text{하한계} : f_{su} = 0.02 \sigma_{ci}^{0.40} \quad (5)$$

이러한 상한계 및 하한계를 기존에 각종 문헌을 통해 보고된 재하시험 결과에 적용하면 이들 시험결과의 대부분이 식 (4)와 식 (5)로 표시되는 상한계와 하한계의

범위 내에 존재하는 것을 그림 2에서 볼 수 있다. 그러나 다수의 재하시험 결과가 무결암의 일축압축강도가 10MPa 미만인 경우이므로 상한계에 대한 검증을 위해서는 일축압축강도가 큰 암반에 근입된 말뚝의 단위주면마찰력에 대한 시험결과가 보다 많이 필요하다. 그림 2에 표시된 각종 재하시험 결과에 근거하여 얻어진 단위주면마찰력과 무결암의 일축압축강도 간의 최적 관계식은 식 (6)과 같이 표현되었다.

$$f_{su} = 0.22 \sigma_{ci}^{0.59} \quad (6)$$

#### 4.2 제안된 방법에 의한 단위주면마찰력의 예측 및 측정치의 비교

그림 3은 각종 재하시험으로부터 측정된 단위주면마찰력과 본 연구에서 제안한 방법에 의해 산정된 단위주면마찰력의 비교를 나타내고 있다. 단위주면마찰력의 산정을 위해 사용된 각 입력 인자들에 대한 값은 표 4에 정리되었다.  $m_i$  값은 표 1에서 암종에 따른 값을 구함으로써 객관성을 확보하였으며, GSI 값은 재하시험의 결과가 보고된 문헌에 기술된 암반의 풍화정도에 근거하여 각기 다른 값을 적용하였다. 즉, 암반이 풍화(weathered)된 경우에는 GSI=40을, 상당히 풍화(highly weathered)된 경우에는 GSI=30을, 풍화되지 않고 RQD 값이 높은 경우에는 GSI=55를 그리고 기타 특별한 언급이 없는 경우에는 GSI=45의 값을 일괄적으로 적용하였다. 그리고 각각의 경우에 대한 수평토압계수는 문헌에 나오는 대표 값인 1.5를 적용하였다(Hoek과 Brown, 1980).

이러한 값들을 이용하여 식 (3)으로부터 계산된 말뚝의 단위주면마찰력에 대한 예측치와 측정치를 비교한

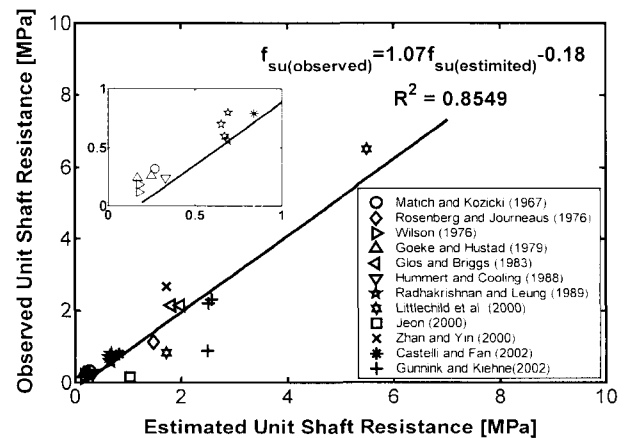


그림 3. 단위주면마찰력에 대한 예측치와 측정치의 비교

표 4. 각종 재하시험 결과와 단위주면마찰력의 추정을 위한 입력 자료

암반상태	m	GSI (a)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	심도 (m)	$K_0$	단위주면마찰력 (MPa)				비교 (b/c) (%)	참고 문헌
						측정치 (b)	하한치 (적용GSI=a-5)	계산치 (c)	상한치 (적용GSI=a+5)		
1. 풍화된 혈암	4	40	4.9	4.1	1.42	0.32	0.25	0.27	0.31	84.4	16
2. 파쇄 및 전단된 안산암	19	40	10.5	12.2	1.5	1.12	1.35	1.48	1.62	132.1	22
3. 간헐적인 수직절리의 이암	4	45	1.1	6	1.7	0.12	0.16	0.18	0.2	150.0	28
4. 간헐적인 수직절리의 이암	4	45	1.1	6	1.7	0.18	0.16	0.18	0.2	97.8	28
5. 상당히 풍화된 혈암	4	40	0.36	23.1	1.42	0.24	0.15	0.17	0.18	70.8	9
6. 상당히 풍화된 혈암	4	40	0.79	24.3	1.42	0.26	0.23	0.25	0.27	96.2	9
7. 높은 RQD(88%)의 사암	19	55	9.3	15.24	1.42	2.15	1.81	1.99	2.20	92.6	8
8. 높은 RQD(88%)의 사암	19	55	8.4	14.02	1.42	2.15	1.65	1.82	2.00	84.7	8
9. 풍화되지 않은 혈암	4	55	1.91	10	1.42	0.24	0.31	0.33	0.38	137.5	14
10. 상당히 풍화되며 단편화된 미사암	9	30	6	12.4	1.7	0.56	0.58	0.69	0.75	123.2	19
11. 풍화되며 단편화된 미사암	9	30	9	7.3	1.7	0.7	0.53	0.65	0.72	92.9	19
12. 미사암	9	30	7	10	1.7	0.6	0.56	0.67	0.73	111.7	19
13. 단단한 혈암	4	45	9	10	1.7	0.8	0.62	0.69	0.77	86.3	19
14. 상당히 풍화된 화강섬록암	30	30	6.5	26	1.42	0.83	1.52	1.72	1.88	207.2	15
15. 단단하며 풍화되지 않은 사암	19	55	26	41	1.42	6.5	4.98	5.5	6.03	84.6	15
16. 저 RMR <sub>70</sub> (7)의 연약한 편마암	33	13*	10	11.5	2	0.16	0.93	1.04	1.23	650.0	2
17. 화산 응회암	15	45	25	5	2	2.68	1.55	1.73	1.94	64.6	29
18. 고결된 석회암	9	45	8	7	1.9	0.79	0.76	0.84	0.93	106.3	7
19. 높은 RQD에 괴상, 쇄설성 석회암	9	55	64.7	4.18	1.9	2.3	2.16	2.57	3.13	111.7	10
20. 높은 RQD에 괴상, 쇄설성 석회암	9	55	43.6	4.02	1.9	0.89	2.08	2.49	3.03	279.8	10
21. 높은 RQD에 괴상, 쇄설성 석회암	9	55	64.7	3.78	1.9	2.2	2.10	2.51	3.07	114.1	10

결과, 상관인자가 1.07로 뛰어난 상관성을 보였다. 일부 예측치 중에는 측정치와 50%이상의 값 차이를 보이는 경우도 있었으나, 이러한 결과들의 대부분은 지반상태에 대한 정보가 충분치 않은 경우로서 보다 자세한 지반조사 결과를 해석에 반영한다면 상관도는 더욱 증가할 것으로 생각된다. 또한 식 (3)을 적용함에 있어 GSI 값이 상당히 낮은 경우에는 단위주면마찰력의 예측정도가 떨어지는 것으로 관측되었다. 그 일례가 표 4에 언급된 전(2000)이 보고한 시험결과에 해당한다. 우선 대상 지반을 살펴보면, 재하시험을 수행한 원지반의 RMR값이 7이었다. 이 값을 GSI로 환산하기 위하여 지하수에 대한 보정치를 추가하면 적용 가능한 GSI값은 13이 된다. 이와 같이 원지반의 조건이 나쁜 경우에는 GSI 값의 정확한 추정이 곤란하게 되며(Hoek과 Brown, 1997), 그 결과 단위주면마찰력의 예측치와 측정치 간의 차이가 크게 발생하는 것이다. 이 같은 몇몇의 경우를 제외한 다수의 측정치들은 GSI 값을 원래의 값에서 ±5만큼 변화에 의해 구성되는 단위주면마찰력의 범위에 포함되는 것으로 나타났다.

### 4.3 기존의 제안식에 대한 고찰

그림 4는 주면마찰력의 산정을 위해 제안된 기존의 공식들과 기존의 재하시험 결과에 대한 최적곡선을 나타내는 식 (6)을 비교한 것이다. 그림 4에 도시된 기존의 지지력 산정식들은 표 5에 정리되었다.

그림 4에 따르면 우선 단위주면마찰력과 암의 일축압

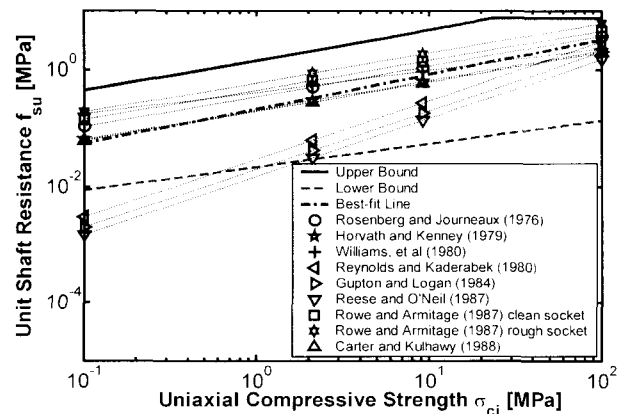


그림 4. 기존 제안식과 본 연구결과와의 비교



표 5. 그림 4에 도시된 단위주면마찰력의 산정공식 (1tsf = 2000psf)

참고 문헌(McVay와 Townsend, 1992)	단위주면마찰력 공식
Rosenberg와 Journeaux (1976)	$\tau(\text{tsf}) = 1.1(\sigma_{ci})^{0.51}$
Horvath와 Kenney (1979)	$\tau(\text{tsf}) = 0.67(\sigma_{ci})^{0.5}$
Williams 등 (1980)	$\tau(\text{tsf}) = 1.842(\sigma_{ci})^{0.367}$
Reynolds와 Kaderabek (1980)	$\tau(\text{tsf}) = 0.3(\sigma_{ci})$
Gupton와 Logan (1984)	$\tau(\text{tsf}) = 0.2(\sigma_{ci})$
Reese와 O'Neill (1987)	$\tau(\text{tsf}) = 0.15(\sigma_{ci})$
Rowe와 Armitage (1987) (clean sockets)	$\tau(\text{tsf}) = 1.45(\sigma_{ci})^{0.5}$
Rowe와 Armitage (1987) (rough sockets)	$\tau(\text{tsf}) = 1.94(\sigma_{ci})^{0.5}$
Carter와 Kulhawy (1988)	$\tau(\text{tsf}) = 0.63(\sigma_{ci})^{0.5}$

축강도를 선형관계로 설정한 공식들은 암이 상당히 연약한 경우에 대하여 본 연구에서 제안된 하한계를 벗어나는 적절하지 않은 결과를 제공하였다. 그러나 상대적으로 제공근이나 멱함수의 형태로 표시된 제안식들은 본 연구에서 제안된 상한계와 하한계의 범위 내에 존재하고 있음을 알 수 있다. 그리고 각종 재하시험의 결과에 대한 최적곡선인 식 (6)은 무결암의 일축압축강도가 10MPa 이하일 때는 Horvath와 Kenney(1979)의 제안식과 근사한 경향을 보이며, 10MPa 이상일 때는 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식에 근접하는 경향을 보인다. 즉, 무결암의 일축압축강도가 10MPa 이하일 경우에는 Horvath와 Kenney(1979)의 제안식이, 그리고 일축압축강도가 10MPa 이상인 경우에는 Rosenberg와 Journeaux (1976)의 제안식이 실측치에 근접한 단위주면마찰력을 제공하는 것이다. 이러한 결과는 기존의 많은 지지력 산정식들이 어떠한 이론적인 배경 하에 제안된 것이 아니라 다수의 재하시험 결과들을 통계적으로 분석함으로써 얻어졌기 때문이다. 이러한 점에서 반 경험적이긴 하지만 이론적 근거가 있는 Hoek과 Brown의 공식에 근거하여 제안된 본 연구의 단위주면마찰력 산정법은 기존의 무결암의 일축압축강도만을 이용하는 방법보다 그 적용성 측면에서 우수하다고 할 수 있다. 다만 단위주면마찰력의 산정을 위하여 본 연구에서 제안된 식 (3)은 많은 종류의 입력 인자를 필요로 하므로 공학자의 판단이 보다 많이 요구된다고 할 수 있다.

한편 단위주면마찰력의 상한계와 하한계에 대한 산정식인 식 (4)와 식 (5)에서 멱함수의 지수 값은 Hoek-Brown 공식에서 원지반의 상태에 따라 결정되는 상수에 따라 달라짐을 알 수 있다. 따라서 원지반의 조건을 고려하지 않고 일률적으로 제공근 혹은 특정 멱함수의 형태로 말뚝의 단위주면마찰력을 산정하는 것은 매우

비합리적인 것으로 판단된다.

## 5. 매개변수 연구

식 (3)에 의한 계산된 단위주면마찰력은 암종, 원지반의 상태, 구속응력 등 여러 가지 요소에 의해 결정된다. 따라서 각 인자의 결정에 세심한 주의를 필요로 한다. 본 절에서는 말뚝의 단위주면마찰력 산정에 영향을 미치는 여러 요소 중 GSI,  $m_i$  및 구속응력의 변화에 따른 단위주면마찰력의 변화를 살펴보고자 한다.

### 5.1 GSI 값이 단위주면마찰력에 미치는 영향

그림 5는 GSI와  $m_i$  값의 변화에 따른 암의 일축압축강도의 0.59승에 의해 정규화된 단위주면마찰력의 변화를 나타낸 것이다. 이러한 비교를 위하여 세가지의 암반 상태가 가정되었으며, 각 암반상태에 대한 입력자료로 Hoek과 Brown(1997)이 제안한 값들을 사용하였다. 즉 암이 단단하고 암질이 좋은 조건에 대해서는 일축압축강

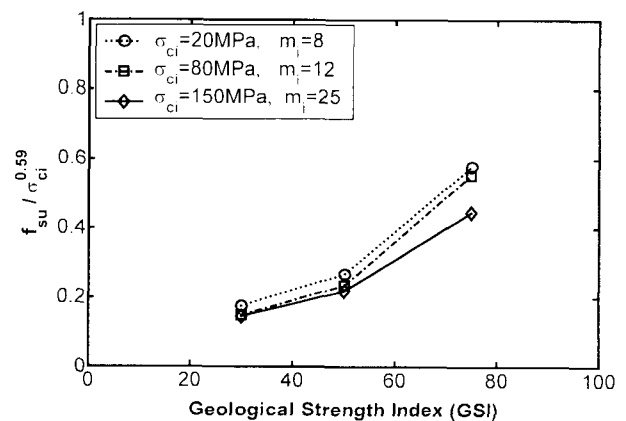


그림 5. GSI와  $m_i$  값에 따른 정규화된 단위주면마찰력의 변화

도=150MPa,  $m_i=25$ , GSI=75를 적용하였고 보통 상태의 암반에 대해서는 일축압축강도=80MPa,  $m_i=12$ , GSI=50을 적용하였으며, 암이 연약하고 풍화가 진행된 상태에 대해서는 일축압축강도=20MPa,  $m_i=8$ , GSI=30을 적용하였다. 그리고 암반 근입부의 중간지점까지의 심도는 10m로 하였다. 이러한 입력자료에 의해 계산된 단위주면마찰력에 대하여 일축압축강도의 차이로 인한 영향을 제거하기 위하여 단위주면마찰력( $f_{su}$ )을 일축압축강도의 0.59승( $\sigma_{ci}^{0.59}$ )으로 정규화하였다. 여기서 사용된 일축압축강도의 0.59승의 값은 각종 재하시험 결과에 대한 최적곡선, 즉 식 (6)으로부터 계산된 단위주면마찰력을 의미한다.

그림 5를 살펴보면 일축압축강도의 특정 멱함수 값에 의해 정규화된 단위주면마찰력은 GSI 값이 증가함에 따라 증가하는 양상을 보였으며, 그 증분은 GSI값이 증가함에 따라 함께 증가하였다. 이러한 점으로부터 말뚝의 단위주면마찰력과 암반의 일축압축강도 혹은 일축압축강도의 멱함수 간에 특정 계수만을 적용한 기존 공식들은 말뚝의 주면마찰력을 적절히 산정하지 못하고 있음을 알 수 있다.

## 5.2 구속압이 단위주면마찰력에 미치는 영향

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 말뚝이 근입된 암반의 강도특성 뿐만 아니라 암반 근입부에 작용하는 구속압에 의해서도 영향을 받는다. 본 연구에서 제안된 지지력 산정식인 식 (3)에서 구속압과 관련된 인자로서는 상재토의 단위중량, 말뚝의 근입 심도, 수평토압계수를 들 수 있다. 따라서 말뚝에 작용하는 구속압의 크기가 단위주면마찰력에 미치는 영향이 조

사되었으며, 그 결과가 그림 6에 도시 되었다. 이를 위하여 세가지의 암반상태가 가정되었으며, 각 암반상태에 대한 입력자료는 5.1절과 동일한 값을 사용하였다. 그리고 다섯 단계의 구속압 상태(0.02MPa, 0.4MPa, 0.8MPa, 1.2MPa, 1.6MPa)를 고려하기 위하여 식 (3)에 사용되는 말뚝의 근입심도를 다섯개(1m, 20m, 40m, 60m, 80m)로 하였다.

그림 6을 살펴보면 암의 상태가 우수하고 지반의 상태가 양호한 경우( $\sigma_{ci}=150\text{MPa}$ ,  $m_i=25$ , GSI=75)에 구속압의 변화에 따라 계산된 단위주면마찰력이 상한계 값인 7.49MPa를 넘는 경우가 발생하였다. 따라서 이러한 경우에 대해서는 단위주면마찰력으로 상한값을 적용하였다. 그 결과 암반 근입부에 작용하는 구속압이 동일할 지라도 암반의 상태가 양호할수록 단위주면마찰력은 크게 발현되는 것으로 나타났다.

또한 식 (3)에 사용되는 여러 인자들 중 말뚝의 단위주면마찰력에 가장 큰 영향을 미치는 요소는 무결암의 일축압축강도이다. 그림 7은 세가지의 암반상태에 대하여 계산된 암의 일축압축강도에 따른 단위주면마찰력의 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 보이는 바와 같이 말뚝의 단위주면마찰력은 무결암의 일축압축강도에 따라 상당히 달라지는 것을 볼 수 있다.

이러한 결론을 식 (3)을 통해서 살펴보면, 식 (3)에서 괄호 밖의 일축압축강도는 단위주면마찰력과 선형관계를 그리고 괄호내의 일축압축강도는 단위주면마찰력과 제곱근 혹은 멱함수의 형태로 반비례 관계에 있다. 따라서 암의 일축압축강도가 클 경우 괄호내부의 항은 s의 값에 근접해져서 단위주면마찰력은 괄호밖에 있는 일축압축강도의 항에 의해 거의 지배된다. 따라서 이러한 해석은 기존의 추정식들이 비록 그 형태는 다르나 암의

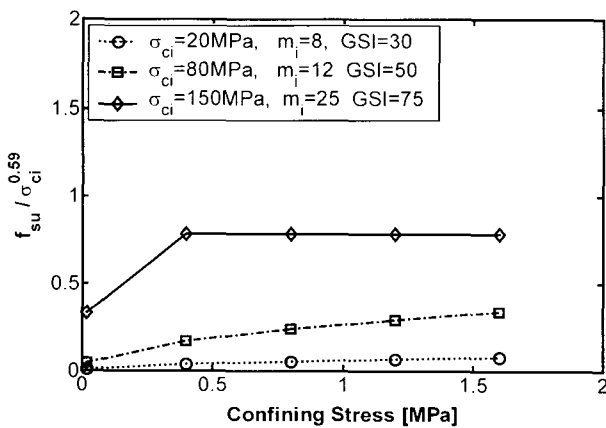


그림 6. 구속압에 따른 정규화된 단위주면마찰력의 변화

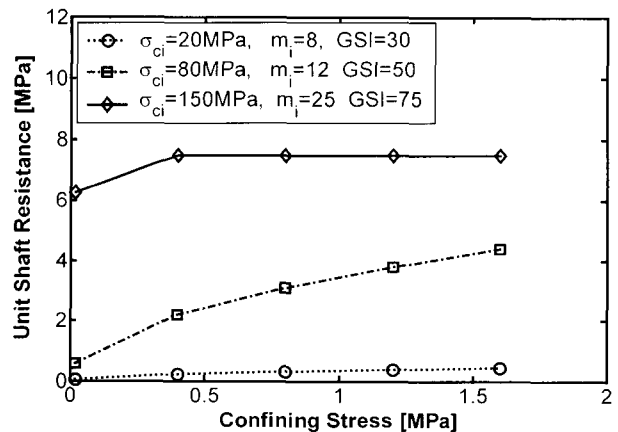


그림 7. 구속압의 변화에 따른 단위주면마찰력의 변화

일축압축강도만을 사용하여 측정치에 어느 정도 근접한 예측치를 제공하는 것이 가능했음을 설명하고 있다.

## 6. 요약 및 결론

본 연구에서는 Hoek-Brown 공식을 이용하여 현장타설말뚝의 주변마찰력을 산정하는 방법을 제안하였다. 이 제안식은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력을 산정하는데 있어서 원지반의 상태와 암석의 종류 등을 고려함으로써 무결암의 일축압축강도만을 이용해서 단위주면마찰력을 추정하는 기존의 공식들보다 상당히 합리적인 결과를 제공한다. 그리고 이 제안식에서는 암반의 근입부에 작용하는 구속압의 영향을 고려하는 것이 가능하므로 말뚝의 주변마찰력 산정시 말뚝의 근입깊이에 따른 단위주면마찰력의 변화를 고려하는 것도 가능하다. 이상 제안한 방법에 대한 정확도를 평가하기 위하여, 본 연구에서 제안된 방법에 의해 얻어진 결과들이 여러 문헌을 통해 보고된 재하시험 결과 및 기존의 공식들로부터 얻어진 결과와 비교되었다. 또한 제안식에서 사용되는 여러 인자중 GSI,  $m_i$ , 그리고 구속압의 변화가 단위주면마찰력에 미치는 영향을 조사하기 위하여 매개변수 연구를 수행하였다. 이와 같은 연구를 통하여 다음과 같은 결론이 도출되었다.

- (1) 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력에 대한 산정식이 Hoek-Brown 공식에 근거하여 제안되었으며, 이 과정에서 암반의 근입부에 작용하는 수직 및 수평하중이 최대 및 최소주응력으로 가정되었다. 따라서 본 제안식은 지중에서 주응력의 회전이 발생하지 않는 지표면이 수평인 지반에 적합할 것으로 판단된다.
- (2) 제안식을 이용하여 현장에서 발현 가능한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력에 대한 상한값과 하한값을 산정할 수 있으며, 하한값은 0.009MPa로 그리고 상한값은 7.49MPa로 계산되었다.
- (3) 제안식에서 암의 일축압축강도를 변화시킴으로써 단위주면마찰력이 발생 가능한 영역을 산정할 수 있는데 하한계는  $f_{su} = 0.02 \sigma_{ci}^{0.4}$ 으로, 그리고 상한계는  $f_{su} = 1.43 \sigma_{ci}^{0.52}$ 의 멱함수로 표현된다. 특히 상한계의 경우는 단위주면마찰력이 암의 일축압축강도와 관련되는 경사부와 무결암의 일축압축강도와 무관하게 단위주면마찰력이 일정한 값으로 결정되는 평

탄부의 두 영역으로 구분될 수 있다. 그리고 기존의 문헌을 통해 발표된 재하시험 결과 중 본 연구에 인용된 결과들 모두가 구성된 상한계와 하한계의 범위에 포함되었다.

- (4) 각종 문헌을 통해 보고된 재하시험 결과에 근거하여 얻어진 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력과 암의 일축압축강도간의 최적 관계식은  $f_{su} = 0.22 \sigma_{ci}^{0.59}$ 으로 나타낼 수 있으며, 상당수의 관측값들이 주면마찰력의 계산에서 사용된 GSI값에  $\pm 5$ 의 변화를 가함으로 인해 발생하는 단위주면마찰력의 범위 내에 존재하는 것으로 나타났다.
- (5) 각종 재하시험의 결과에 근거하여 얻어진 단위주면마찰력에 대한 최적 관계식과 기존 공식들간의 비교 결과 무결암의 일축압축강도가 10MPa보다 적은 경우에는 Horvath와 Kenney(1979)의 방법이, 그리고 그 이상인 경우에는 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식이 측정치에 근접한 단위주면마찰력을 제공하는 것으로 나타났다.
- (6) 연약한 암반, 중간상태의 암반, 견고한 암반층을 대상으로 GSI에 대한 단위주면마찰력의 영향분석을 실시한 결과 GSI값이 증가함에 따라 정규화된 단위주면마찰력 또한 증가하였다. 이러한 결과는 단위주면마찰력과 일축압축강도 혹은 일축압축강도의 멱함수 간에 일정한 계수만을 적용한 기존 공식들의 불합리함을 보여주는 것이라 할 수 있다.
- (7) 본 연구에서 제안된 지지력 산정식을 이용하여 말뚝의 암반 근입부에 작용하는 구속압이 단위주면마찰력에 미치는 영향을 살펴본 결과 동일한 구속압의 조건 시 암반의 상태가 양호할수록 단위주면마찰력은 증가하는 경향을 보였다.
- (8) 제안식에서 사용되는 여러 인자중 단위주면마찰력에 가장 큰 영향을 미치는 요소는 일축압축강도이며 이러한 이유로 기존에 발표된 추정식들이 서로 다른 형태이더라도 어느 정도 근접한 예측치를 제공하게 되었다.

## 참 고 문 헌

1. 김원철, 황성식, 이정훈, 양진석 (2002), "암반에 근입된 현장타설말뚝의 재하시험결과와 지지력이론식의 비교", *지반환경공학회 2002년 학술발표회 논문집*, pp.89-95.
2. 전경수 (2000). "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석", 서울대학교 박사학위 논문, 180 pp.

3. 정창규, 임태경, 황근배, 최용규 (2002), "풍화암 소켓 대구경말뚝의 축하중 전이거동", *한국지반공학회 2002년 가을학술발표회 논문집*, pp.390-397.
4. Bieniawski, Z. T. (1976), "Rock mass classification in rock engineering", *Exploration for Rock Engineering. Proceedings of Rock characterization Symposium* (Edited by Bieniawski, Z. T.), Balkema, Cape Town, pp.97-106.
5. Bieniawski, Z. T. (1989), "*Engineering Rock Mass Classification*", Wiley, New York, pp.251.
6. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1988), "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", *EPRI Report EI-5918*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
7. Castelli, R. J., and Fan, K. (2002), "O-Cell test results for drilled shafts in marl and limestone", *Proceedings of International Deep Foundation Congress 2002: An Int. Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance*, M. W. O'Neill, and F. C. Townsend, ed., Orlando, pp.807-823.
8. Gloss, George H., and Briggs, Oliver H. (1983), "Rock Sockets in soft rock", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.109, No. 4, pp.525-535.
9. Goeke, P. M., and Hustad, P. A. (1979), "Instrumented drilled shafts in clay-shale", *Proceedings of Symposium on Deep Foundation*, E. M. Fuller, ed., ASCE National Convention, Reston, VA, pp.149-164.
10. Gunnink, Brett, and Kiehne, Chad (2002), "Capacity of drilled shafts in Burlington limestone", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.7, pp.539-545.
11. Hoek E. and Brown E. T. (1997), "*Underground Excavation in Rock*", The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 97-98.
12. Hoek E. and Brown E. T. (1997), "Practical estimation of rock mass strength", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
13. Horvath, R. G., and Kenney, T. C. (1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers", *Proceedings of Symposium on Deep Foundation*, ASCE. New York, pp.182.
14. Hummert, J. B., and Cooling, T. L. (1988), "Drilled piers test, Fort Collins, Colorado", *Proceedings of 2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, S. Prakash, ed., Missouri, 3, pp.1375-1382.
15. Littlechild, B. D., Hill, S. J., Plumbridge, G. D., and Lee, C. L. (2000), "Load capacity of foundations on rock", *Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000: New Technology and Design Developments in Deep Foundations*, Denver, pp.141-157.
16. Match, M. A., and Kozicki, P. (1967), "Some load tests on drilled cast-in-place concrete caissons", *Canadian Geotechnical Journal*, 4, pp.357-375.
17. Mcvay, M. C., and Townsend, F. C. (1992), "Design of socketed drilled shafts in limestone", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.118, No.10, pp.1626-1637.
18. O'Neill, M. W., and Reese, L. C. (1999), "*Drilled shafts: Construction procedures and design methods*", FHWA, Publication No. FHWA-IF-99-025.
19. Radhakrishnan, R. and Leung, Chun F. (1988), "Load transfer behavior of rock-socketed piles", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.115, No.6, pp.755-768.
20. Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1987), "*Drilled shafts: Construction procedures and design methods*", FHWA design manual.
21. Rowe, R. K., and Armitage, H. H. (1987), "A design method for dilled piers in soft rock", *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), pp.126-142.
22. Rosenberg, P., and Journeaux, N. L. (1976), "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.13, No.3, pp.324-333.
23. Seidel, Julian P., and Harberfield, Chris M. (2002), "A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39, pp.539-553
24. Seidel, J. P., and Cho, C. W. (2002), "Prediction of the shaft resistance of pile sockets", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.18. No.5, pp.281-293.
25. Serano, A and Olalla, C. (2002), "Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock - part 2: application", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 39, pp.847-866.
26. Williams, A. F., Johnstone, I. W., and Donald, I. B. (1980), "The design of socketed piles in weak rock", *Proceedings of International Conference On Structural Foundations in Rock*, A. A. Balkema Publishers, Netherlands, pp.327-347.
27. Williams, A. F., and Pells, P. J. N. (1981), "Side resistance of rock sockets in sandstone, mudstone, and shale", *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, Canada, 18(4), 502-513
28. Wilson, L. C. (1976), "Tests of bored and driven piles in cretaceous mudstone at Port Elizabeth, South Africa", *Geotechnique*, 26(1), pp.5-12.
29. Zhan, C., and Yin, J. H. (2000), "Field static load tests on drilled shaft founded on or socketed into rock", *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), pp.1283-1294.
30. Zhang, Lianyang, and Einstein, Herbert. H. (1997), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.7, pp.574-584.

(접수일자 2002. 11. 19, 심사완료일 2003. 2. 5)