

현장조건을 고려한 현장타설말뚝의 주변마찰력

Side resistance of rock socketed drilled shafts considering in situ rock mass condition

사공 명*
Sagong, Myung

백규호**
Paik, Kyoho

ABSTRACT

Rock socketed drilled shafts transfer significant portion of structural loads at the socketed part. Therefore, a proper design of side and base resistances of a shaft at the socket is a major concern for the geotechnical engineers. In this study, we modified the Hoek-Brown criterion to estimate side resistance of rock socketed drilled shafts. Earlier method to compute side resistance of a shaft is linear or power functions of intact rock masses. However, side resistance is mobilized like shearing which influenced by the mechanical properties of concrete and rock masses, adhesion of rock/concrete interface, roughness of rock socket. Therefore, a single coefficient or power of uniaxial compressive strength of intact rock cannot provide accurate values of side resistance in a wide range of the uniaxial compressive strength. A new approach proposed in this study can consider in situ rock mass condition (frequency or discontinuities, weathering condition), and rock types thus, it has a wider applicability than the earlier models.

1. 서론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰 저항은 원지반의 암반과 타설된 콘크리트간의 전단거동을 통하여 발생된다. 전단거동은 무결암과 암반의 특성, 경계조건 (예를 들면 수직강성도 및 초기 수직하중), 전단면의 거칠기 등에 영향을 받는 것으로 알려졌다. 그러나 이러한 전단거동의 특성을 충분히 고려하지 않은 상태에서, 기존에 제안된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력을 추정할 수 있는 제안식들은 무결암의 일축압축강도만을 주요 변수로 고려하여, 주변마찰력을 무결암과의 선형 혹은 비선형의 상관관계로 규정하고 있다. 최근 들어, 현장타설말뚝 암반근입부의 거칠기 데이터와 각 돌기의 미소파괴 거동을 이용하여 암반과 콘크리트간의 전단거동을 통하여 주변마찰력을 산정하는 연구가 수행된 사례가 있다^(1,2).

*

**

그러나 암반의 조건 및 시공방법별 암반근입부의 거칠기는 달라질 수 있으므로 보다 다양한 케이스에 대한 근입부의 거칠기 측정이 선행되어야 할 것으로 판단된다. 본 논문에서 제시 하고자 하는 방법은 현장 타설말뚝의 주면 마찰력 산정시 말뚝의 암반근입부와 콘크리트 기둥간의 전단거동에 영향을 미칠 가능성이 있는 요소들, 예를 들자면 원지반의 특성 (풍화도, 절리빈도등), 암종류, 일축압축강도 등 다양한 변수들을 포함하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력을 산정하는 기법을 제시하고자 한다. 단, 본 논문에서 제안하는 방법은 근입부의 거칠기를 고려한 설계는 불가능하며, 시간의존적인 거동을 고려하지 못한다.

2. 주면마찰력 산정공식 유도

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 공식을 산정하기 위하여 암반에 자주 사용되는 Hoek-Brown 파괴규준을 변형하고자 한다. 최근에 발표된 Hoek-Brown 파괴규준⁽³⁾의 형태는 다음과 같다.

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

여기서 σ_1 과 σ_3 는 원지반의 최대 및 최소주응력, σ_{ci} 는 무결암의 일축압축강도, m_b , s 및 a 원지반 상태를 고려한 Hoek-Brown 상수이며 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$m_b = m_i \left(\frac{GSI - 100}{28} \right)$$

m_i 는 암종에 따른 Hoek-Brown 상수, GSI(Geological Strength Index)는 원지반의 상태(암반의 구조적 상태 및 풍화 등을 고려하여 원지반강도를 조율하는 상수)이다⁽³⁾. s 와 a 는 GSI의 값에 따라 산정기준이 다음과 같이 달라진다.

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

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

식 (1)을 전단에 의한 최대주면마찰력의 항으로 변환시키기 위하여 최대 및 최소주응력 항을 다음과 같이 최대 전단응력 항으로 변환시켰다.

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

이때 작용되는 최대 전단응력은 현장타설말뚝의 주면저항과 동일하다고 가정한다. 또한, 일반적으로 깊이가 얇은 경우 압의 수평토압계수는 1보다 크므로 보링 후 초기조건에서 최소주응력은 암반근입부에 작용하는 수직응력으로 가정하면 식의 형태는 다음과 같이 바꿀 수 있다.

$$f_{su} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sum \gamma_{ti} z_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

여기서 f_{su} 는 현장타설말뚝의 암반근입부에 작용하는 단위주면마찰력, $\sum \gamma_{ti} z_i$ 는 암반근입부 상부에 위치하는 각 지층으로 인한 상재하중이다.

식 (3)의 유도는 암반내 불연속면은 충분히 발달하며 균질한 분포 지반을 대상으로 하며, 암반근입부에서

의 응력의 회전은 발생하지 않는 것을 바탕으로 한다.

3. 측정 및 예상 주면마찰력간의 비교

3.1 상한 및 하한포락선의 설정

암반 근입된 현장타설말뚝의 전단거동은 암반과 콘크리트간의 상대강성이 중요하다. 암반의 일축압축강도가 콘크리트의 강도보다 적을 경우 암반/콘크리트의 경계부에서의 전단은 암반의 전단거동이 큰 영향을 미칠 것이고 반대로 콘크리트의 강도가 암반의 일축압축강도보다 적을 경우에는 콘크리트의 전단거동이 주면마찰력에 큰 영향을 미칠 것으로 주장되었다. 따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위주면마찰력 산정은 암반과 콘크리트의 상대강성에 의해 결정되어야 할 것이다.

본 연구에서 제안하는 방법의 적절성을 검토하기 위하여 기존의 연구결과들과 식(3)을 이용한 단위주면마찰력의 정량적인 상한 및 하한 포락선을 산정하여 각각의 결과들이 이들 한계포락선 내에 위치하는지 확인하고자 한다. 상한포락선의 산정을 위하여 신선하고 괴상이며 표면의 상태가 좋은 화강암 ($m_i=33$, $GSI=75$)의 조건을 가정하였으며 하한포락선의 산정을 위해서는 조직이 이완된 점토암 ($m_i=4$, $GSI=10$)을 각각 적용하였다. 상한 및 하한포락선에 대한 말뚝의 길이는 암반근입부의 깊이와 동일하게 각각 41m와 1m로 가정하였다. 또한, 구속압의 산정을 위하여 지층의 단위중량은 20kN/m^3 을 적용하였다. 이상 적용한 입력값은 표 1에서 나타내고 있다.

표 1. 상한 및 하한포락선 산정을 위한 입력값 및 추정식

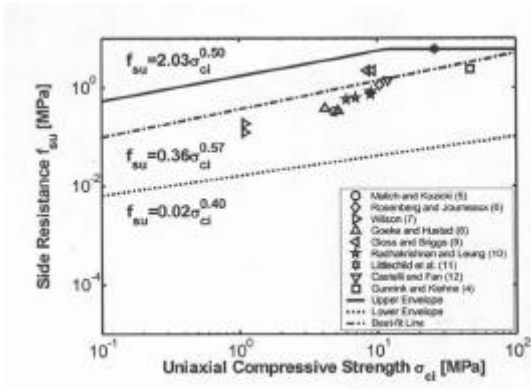
	m_i	GSI	c_i (MPa)	z	t (kN/m^3)	(MPa)
	4	10	-	1	20	$f_{su}=0.02 c_i^{0.40}$
	33	75	-	41	20	$f_{su}=2.03 c_i^{0.50}$
	22	48	47.2	41	20	$f_{su}=5.93$

현장타설말뚝의 주면마찰력 산정에 있어 암반의 일축압축강도가 클 경우 콘크리트파괴가 예상되어 그 이상의 주면마찰력의 증가는 발생하지 않을 것으로 판단되므로 상한포락선에 적용할 상한치의 산정이 필요하다. 상한치의 산정은 콘크리트의 파괴가 예상되는 조건이므로 콘크리트의 특성값을 입력치로 사용하고 있다. 콘크리트는 모래, 자갈, 시멘트 등의 재료로 구성되어 있어 그 구성이 역암과 가장 유사할 것으로 판단된다. 또한 아무리 신선한 콘크리트 일지라도 자연조건에서 형성된 암반에 비하여 조직의 치밀성이 떨어질 것이다. 특히, 자갈과 시멘트 입방체 사이에 존재하는 ITZ(Interfacial Transition Zone)은 전체 콘크리트의 강도에 큰 영향을 미치므로 콘크리트를 위한 GSI 산정은 간단치 않은 문제이다. 이를 해결하기 위하여 Gunnink과 Kiehne⁽⁴⁾의 실험결과를 이용하여 콘크리트의 GSI 값을 역추정하고자 한다.

Gunnink과 Kiehne⁽⁴⁾의 실험에 의하면 평균일축압축강도가 64.7MPa인 석회암에서의 주면마찰력은 2.3MPa을 보였다. 이때 석회암의 일축압축강도는 말뚝재하시험당시 콘크리트기둥의 일축압축강도, 47.2MPa 보다 훨씬 큰 상태이므로 콘크리트의 파괴를 예상하는 조건이다. 따라서 주면마찰력 산정을 위하여 적용한 입력치들은 m_i (콘크리트를 역암으로 가정하여)=22, 말뚝의 길이=5.1m, 단위중량=20kN/m³과 같다. 이상의 값들을 식 (3)에 대입하여 역추정한 GSI값은 약 48에 해당한다. 역추정한 GSI값을 이용하여 콘크리트 파괴가 발생하는 경우에 대한 상한치를 계산하면 5.9MPa에 해당함을 알 수 있다. 그림 1은 앞서 언급한 방법을 통하여 도정한 상한 및 하한포락선이며 이 두 포락선 내에 기존의 관측치들이 위치함을 알 수 있다. 그림 1에 도정한 그림 1 상한 및 하한포락선과 기존의 실험값 상한 및 하한포락선은 다음의 식으로 표현할 수 있다.

$$\text{상한포락선 } f_{su} = 2.03\sigma_{ci}^{0.50} \quad (4)$$

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



그리고 기존의 데이터를 회귀 분석한 결과는 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$\text{기존데이터 회귀분석 } f_{su} = 0.36\sigma_{ci}^{0.57} \quad (6)$$

3.2 측정치와 예측치의 비교

표 2는 기존의 재하실험 결과와 당시의 지반조건을 나타내고 있으며 식 (3)을 통하여 예측한 단위주면마찰력을 나타내고 있다. 기존의 재하실험결과 및 지반조건은 문헌상에 나타난 기술을 토대로 작성하였으며, 특히 GSI의 경우에는 문헌에 기술된 암반의 풍화 정도에 근거하여 서로 다른 값을 적용하였다. 즉, 암반이 풍화(weathered)된 경우에는 GSI=45, 상당히 풍화된(highly weathered) 경우에는 GSI=30, 풍화되지 않고 RQD 값이 높은 경우에는 GSI=55를 그리고 기타 특별한 언급이 없는 경우에는 GSI=45의 값을 일괄적으로 적용하였다. 이상의 입력값들을 이용하여 산정한 단위주면마찰력은 실제 관측값의 67%에서 127%의 범위를 보이고 있어 뛰어난 상관성을 보임을 알 수 있다. 그림 2는 예측치와 관측치의 직접적인 비교를 나타내고 있는데 예측치와 관측치의 상관성을 보이는 직선의 기울기는 약 1.12에 해당하며 이 직선은 결정계수(R²)는 약 98%에 해당한다.

표 2 재하실험 결과 및 단위주면마찰력의 추정치와의 비교

	m _i	GSI	σ _{ci} (MPa)	depth (m)	(MPa)				a/b (%)	
					(a)	(GSI-5)	(b)	(GSI+5)		
	4	45	4.9	4.1	0.32	0.23	0.26	0.30	82.5	5
	19	45	10.5	11.9	1.12	1.19	1.31	1.45	117.3	6
	4	50	1.1	6	0.12	0.14	0.15	0.17	127.3	7
	4	50	1.1	6	0.18	0.14	0.15	0.17	83.0	7
	4	35	4.2	7	0.37	0.22	0.25	0.27	66.7	8
	4	35	5.2	11	0.34	0.31	0.34	0.38	100.7	8
RQD(88%)	19	60	9.3	15.24	2.15	1.69	1.87	2.07	86.8	9
RQD(88%)	19	60	8.4	14.02	2.15	1.54	1.70	1.89	79.0	9
	9	35	6	11.7	0.56	0.51	0.56	0.62	100.5	10
	9	35	9	5.9	0.70	0.45	0.50	0.55	71.3	10
	9	35	7	10.4	0.60	0.52	0.57	0.63	95.8	10
	4	50	9	9.5	0.80	0.53	0.60	0.69	75.5	10
	19	60	26	41	5.93	4.63	5.12	5.70	86.4	11
	9	50	12	9.4	1.40	0.89	1.00	1.12	71.1	12
	22	46.2	47.2	5.1	2.30	2.01	2.30	2.66	100.0	4
	22	47.7	43.6	5.2	2.30	2.01	2.30	2.66	99.9	4

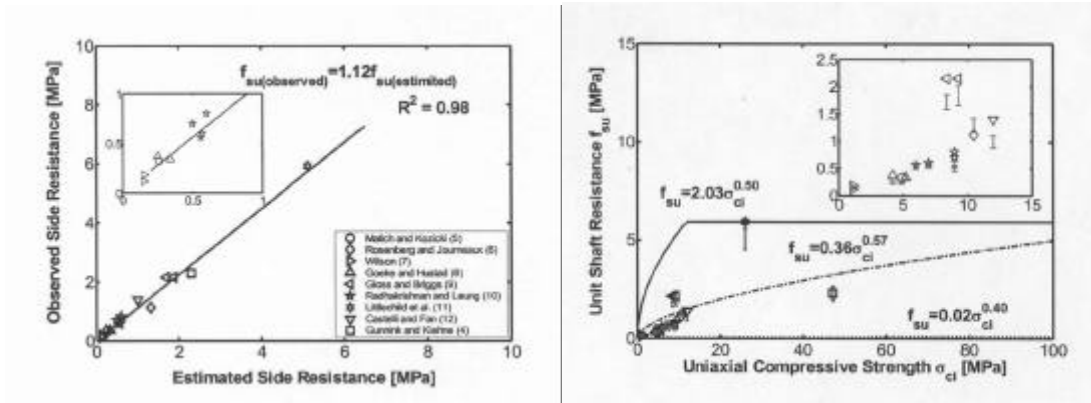


그림 2. 단위주면마찰력의 예측치 및 실측치의 비교 그림 3. GSI ±5의 범위에서 단위주면마찰력

본 연구에서 제안하는 방법에 의하여 단위주면마찰력을 산정할 경우 Hoek-Brown 상수의 선정이 무엇보다 중요하다. 특히 지반의 상태를 나타내는 GSI의 선정은 단위주면마찰력에 큰 영향을 미칠 것이다. 본 연구에서 개략적으로 정한 GSI의 값들의 적용으로도 그림 2와 3에서 보이는바 같이 상당히 뛰어난 상관성을 보인다. 그러나 GSI의 선정에 있어 정확한 값의 선정은 다소 어려우므로 일정한 범위를 선정하여 그 범위 내에서의 최대 및 최소 단위주면마찰력을 산정하는 것이 합리적이다. 그림 4는 GSI ±5의 범위 내에서 산정한 단위주면마찰력의 결과로서 상당수의 예측한 단위주면마찰력이 GSI ±5의 범위에서 산정한 단위주면마찰력보다 적은 것을 알 수 있다. 이러한 차이를 보이는 원인중 하나는 식(2)에서 (3)으로 전개시 최소주응력의 항을 상재하중의 항으로 치환하였다. 실제 암반에 근입된 현장타설말뚝에 구조적인 하중을 가할 경우 암반근입부에서는 상당한 응력의 회전과 더불어 근입부에 손상을 발생시킬 것이다. 그리고 초기에 최소주응력의 항이 수직응력일지라도 하중의 재하로 인하여 최소주응력의 항이 수직응력에서 수평응력으로 변환할 것이다. 따라서 식(3)에서 적용하는 최소주응력의 항은 단순한 상재하중보다는 더 큰 값이 실제로 작용함을 알 수 있다.

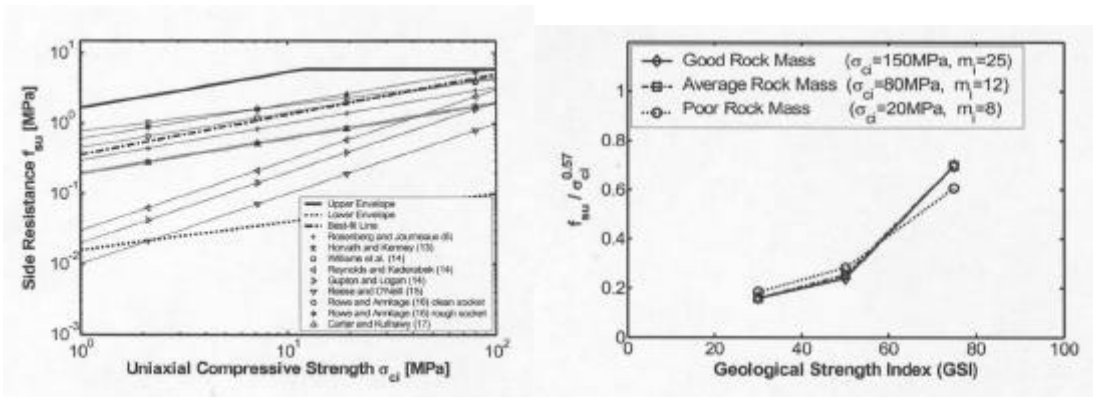


그림 4. 기존제안식과 최적곡선간의 비교 그림 5. GSI와 m_i 값에 따른 정규화된 단위주면마찰력

그림 4에서는 기존에 제안된 단위주면마찰력 추정식과 그림 1에서 나타낸 최적추정선간의 비교를 나타내고 있다. 본 연구에서 사용한 실험결과들의 최적추정선은 Rowe와 Armitage¹⁶⁾의 매끈한 암반근입부에 해당하는 결과와 유사한 경향을 보인다. 그림 5는 암반의 조건이 좋음, 보통, 열악한

경우로 구분하였을 때 GSI 값에 따른 정규화된 단위주면마찰력의 변화를 보이고 있는데, 정규화된 단위주면마찰력은 GSI에 따라 비선형적으로 변하는 것을 알 수 있다. 이것은 기존에 사용된 일정한 계수 혹은 지수를 갖는 단위주면마찰력 식들의 한계를 보이는 것이다.

4. 결론

본 연구에서는 Hoek-Brown 파괴기준을 이용하여 현장타설말뚝의 단위주면마찰력 산정기법을 제안하였다. 본 연구에서 제안하는 방법은 과거 암반의 일축압축강도만을 이용하여 단위주면마찰력을 산정하는 기법과 달리 원지반의 상태 및 구속압에 대한 적용이 가능하므로 보다 많은 단위주면마찰력에 영향을 미치는 요소를 고려할 수 있어 정확한 예측이 가능하다. 다음은 본 연구에서 도출한 결론이다. 지반조건의 극한상태를 이용하여 단위주면마찰력의 상한 및 하한포락선의 설정이 가능하였으며 기존의 실험 데이터들이 이 두 포락선내에 위치하는 것을 알 수 있다. 또한, 기존의 실험 데이터들에 대한 최적곡선은 Rowe와 Armitage가 제안한 매끈한 소켓의 경우와 유사한 경향을 보이며 정규화한 단위주면마찰력은 GSI 값의 변화에 따라 그 값이 변하므로 일정한 계수 혹은 지수의 형태로 된 단위주면마찰력 산정공식은 예측에 한계가 있음을 알 수 있다.

참고문헌

1. Seidel Julian JP, Haberfield Chris CM. (2002), "A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear." *Int J of Rock Mech Mining Sci.*:39:539-553.
2. Seidel Julian JP, Haberfield Chris CM.(2002), "Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear." *ASCE Geotech Testing J*; 25(4): 1-14
3. Hoek E, Brown ET. (1997), "Practical estimation of rock mass strength." *Int J Rock Mech Mining Sci.*:34(8): 1165-1186.
4. Gunnink B, Kiehne C. (2002), "Capacity of drilled shafts in Burlington limestone." *ASCE J Geotech Geoenviron Eng*; 128(7): 539-545.
5. Matich MA, Kozicki P. (1967), "Some load tests on drilled cast-in-place concrete caissons." *Can Geotech J*; 4: 357-3.
6. Rosenberg P, Journeaux NL.(1976), "Friction and end bearing tests on Dedrock bedrock for high capacity socket design." *Can Geotech J*; 13(3): 324-333.
7. Wilson LC. (1976), "Tests of bored and driven piles in cretaceous mudstone at Port Elizabeth, South Africa." *Geotechnique*:26((1):) 5-12.
8. Goeke PM, Hustad PA. (1980), "Instrumented drilled shafts in clay-shale." In: Fuller FM, editor. *Deep Foundation*, Reston, VA, p. 149-164.
9. Gloss George GH, Briggs Oliver OH. (1983), "Rock sockets in soft rock." *J Geotech Eng*; 109(4): 525-535.
10. Radhakrishnan R, Leung CF. (1988), "Load transfer behavior of rock-socketed piles." *ASCE J Geotech Eng*; 115(6): 755-768.
11. Littlechild BD, Hill SJ, Plumbridge GD, Lee CL. (2000), "Load capacity of foundations on rock." In: Dennis ND, Castelli R, and O'Neill MW, editor. *Geo-Denver 2000: New Technology and Design Developments in Deep Foundations*, Denver, p. 141-157.

12. Castelli RJ, Fan K. (2002), "O-Cell test results for drilled shafts in marl and limestone." In: O'Neill MW, and Townsend FC, editor. International Deep Foundation Congress 2002: An Int. Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Orlando, p. 807-823.
13. Horvath RG, Kenney TC (1980), Shaft resistance of rock-socketed drilled piers. In: Fuller FM, editor. Deep Foundation, ASCE, p. 182-214.
14. Mcvay MC, Townsend FC (1992). Design of socketed drilled shafts in limestone. ASCE J Geotech Eng. 118(10): 1626-1637.
15. Reese LC, O'Neill MW (1987). Drilled shafts: construction. procedure and design methods. FHWA design manual.
16. Rowe RK, Armitage HH (1987). A Design method for drilled piers in soft rock. Can Geotech J., 24((1)): 126-142.
17. Carter JP, Kulhawy FH (1988), Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock. EPRI Report EI-5918, Electric Power Research Institute.