KGS Spring '02 National Conference / March 21 22, 2002 / Seoul / Korea

암반에 근입된 현장타설말뚝의 마찰력 설계법 비교
Comparison of Rock Socketed Pile Design Methods for Shaft Resistance

조천환[1], Chun-Whan Cho, 이명환[2], Myung-Whan Lee, 조영훈[3], Young-Hoon Cho,
유한규[4], Han-Kyu Yoo, 박언상[5], Eon-Sang Park

[1] 삼성물산(주), (02) 2145-6584.
[2] (주)파일테크 대표이사, President, Piletech Consulting Co. (02) 3402-2361
[3] (주)파일테크 연구원, Researcher, Piletech Consulting Co.
[4] 한양대학교 토목환경공학과 조교수, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environmental Engng., Hanyang Univ.
[5] 한양대학교 토목환경공학과 박사과정, Ph. D student, Dept. of Civil & Environmental Engng., Hanyang Univ.

SYNOPSIS : Drilled and rock socketed piles are of increasing significance due to environmental(noise and vibration) and structural(increase of loads to carry) considerations. Drilled and rock socketed piles will therefore have much higher economic significance in the near future. The existing design of piles socketed into rock is traditionally based on empirical methods which are very unreliable. It is therefore necessary to use high factors of safety with these methods. It is appraised that this is inefficient and expensive and the potential savings from using more reliable design methods are very necessary. In this point of view, a new design approach(Seidel & Collinwood, 2001) has recently been developed. This paper reviews and analyses state-of-the-art of rock socketed pile design methods for shaft resistance. On the basis of the analysis results, some recommendations for improvement of existing design method in Korea are given in this paper.

Key words : drilled shaft, shaft resistance, rock socket

1. 서론

항타시 발생하는 소음·진동과 같은 환경 문제점으로 인해 기성말뚝을 이용한 각종의 저공해 공법이 이용되고 있지만, 대부분의 저공해 공법은 최종경타가 필요한 것이 현 실정이므로 완벽한 저공해 공법으로는 아직 미흡하다고 할 수 있다. 향후 환경에 대한 의식은 더욱 더 민감해질 것이므로 기성말뚝을 이용한 각종 저공해 공법의 최종경타 조차 받아들여질 수 없는 상황이 예상되고, 결국 기초공사로 인한 환경적 문제를 해소하기 위해서는 현장타설말뚝이 활성화될 것으로 예상된다.

또한, 상부 구조물은 점차 대형화, 중량화되고 있는 점을 감안할 때 효율적이고 경제성 있는 기초공사를 하기 위해서는 소규모 기성말뚝의 사용이 한계에 이르렀다고 판단된다. 최근 외국에서는 큰 하중을 받는 단일 기둥 하부에 이를 지지할 수 있는 단일 말뚝기초 형식의 적용이 늘어나고 있으며, 우리나라도 시공성 및 경제성 면에서 기초형식 선정시 이러한 방향으로 발전될 것으로 예측되므로 향후 현장타

설말뚝의 활성화는 더욱 가속될 것으로 판단된다.

이러한 상황에도 불구하고 현장타설말뚝의 설계는 아직도 전통적으로 사용해왔던 경험적 방법에 의해 수행되고 있는 것을 볼 때, 다른 분야에 비해 기술 발전이 뒤떨어졌다고 평가된다. 즉, 국내를 포함한 많은 나라에서 현장타설말뚝의 지지력을 계산하는데 있어 전통적으로 이용되어 왔던 일축압축강도를 이용한 경험적 설계방법이 아직까지도 사용되고 있다. 이러한 경험치에 근거한 강도정수는 많은 불확실성을 내포하고 있으므로 비경제적인 설계 가능성이 높다고 할 수 있다. 또한, 암반에 근입(socketing)된 현장타설말뚝의 전단저항력을 계산하는데 이용되는 암석의 일축압축강도는 현장의 암반조건과 크게 다를 수 있으므로 실제와는 차이가 큰 결과를 나타낼 수도 있다.

특히, 현장타설말뚝은 전술한 바와 같이 중량 구조물로부터의 큰 하중을 안정된 지지 지반에 전달하는 역할을 하기 때문에 암반에 근입되는 경우가 대부분이다. 많은 경우 선단부의 슬라임 처리 등의 불확실성 때문에 암반에 근입된 말뚝에서는 주면부의 지지력이 더욱 중요해질 수 있다. 실제로 대부분의 설계하중은 주면지지력에 지지되는 경우가 많다. 결국, 말뚝과 주변암반과의 하중전이거동에 대한 이해는 합리적이고 경제적인 설계를 위해서 매우 중요하다.

현장타설말뚝에 대한 국내의 연구는 다른 기초공법의 연구에 비해 상대적으로 뒤떨어진 경향이 있다. 지금까지 이루어진 대부분의 연구도 현장과 관련된 사례 연구에 국한되는 경우가 많다. 최근에는 국내에서도 현장타설말뚝에 대한 일반적인 연구가 이루어지고 있다. 이들은 정재하시험의 측정 결과에 대한 분석 연구(이원제 등(2000), 최용규 등(2000)), 전통적으로 풍화암의 주면마찰력을 무시해왔던 관례를 개선하기 위해 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 대한 연구(김정환(1997), 조성한(1997), 전경수(2000)) 등이 주류를 이루고 있다. 국내에서 이루어진 소수 연구들도 기본적으로 암반 근입부의 전단저항력을 구하는데 있어 일축압축강도를 이용하는 전통적인 방법을 준용하고 있는 것에는 변함이 없다. 최근에는 대구경 현장타설말뚝의 정재하시험시 스트레인게이지를 이용한 하중전이 측정도 이루어지고 있지만, 큰 비용이 드는 것에 비해 이의 응용은 적다고 평가된다.

최근에 Seidel 등(2001)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 전통적인 설계 방법이 주로 암석의 일축압축강도를 이용하는 불합리한 점을 개선하기 위해 암반근입부의 전단저항력을 계산하는데 있어 일축압축강도 외에 마찰력에 영향을 주는 구속응력, 굴착면의 거칠기, 말뚝의 직경, 암반의 변형계수 등을 고려하여 지지력을 계산하는 새로운 설계법을 제안하였다. 이러한 현장타설말뚝의 설계방법은 말뚝의 거동을 기존의 경험적인 방법보다 신뢰성 있게 예측할 수 있다는 사실로부터 경제적이고 안전한 설계에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝 주면지지력의 설계법에 대한 현황을 살펴보고 설계방법을 개선시킬 수 있는 방안에 대해 논의해 보았다.

2. 각 기관별 설계기준

국내에도 여러 설계기준이 있지만 실무에서 많이 활용되는 것은 구조물기초설계기준(한국지반공학회, 1997), 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2001), 철도설계기준(철도청, 1999)이라고 생각된다. 이러한 국내의 설계기준들은 외국의 기준들을 인용한 경우가 많다. 따라서 이하에는 국내를 포함한 외국의 주요 기관의 암반에 근입된 현장타설말뚝의 전단저항력에 대한 설계기준에 대해 고찰해 보았다.

2.1 FHWA(1988)

FHWA(Federal Highway Administration, 1988)에서 제안하는 설계절차는 Kulhawy(1983)가 제안한 방법을 채택하고 있다. 여기서는 계산된 침하량이 0.4in보다 작을 경우, 말뚝의 지지력은 주면마찰에 의해 지배되며, 계산된 침하량이 0.4in보다 클 경우, 근입부의 저항력은 파괴될 수 있으므로 주로 선단지지에 의해 지배되는 것으로 가정한다. 주면마찰력은 식 (1)과 (2)에 의해서 계산한다.

$$f_s = 0.15 q_u \ (q_u \leq 280 psi) \ (\text{Carter \& Kulhawy, 1987}) \tag{1}$$

$$f_s = 2.5(q_u)^{0.5} \quad (q_u > 280psi) \text{ (Horvath \& Kenny, 1979)} \tag{2}$$

여기서, f_s는 극한 주면마찰력, q_u는 암반과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은값이다. 주면마찰력은 식 (1), (2)와 같이 암석(또는 콘크리트)의 일축압축강도치, 280psi를 기준하여 큰 경우 Horvath & Kenny(1979)의 식을, 작은 경우 Carter & Kulhawy(1987)의 식을 적용하도록 되어 있다. 이는 암석의 강도가 클수록 작은 주면지지력 값을 취하기 위한 보수적인 관점의 배려라고 생각된다.

원래 Kulhawy(1983)는 설계가정을 위해 개략적인 하중전이 상태를 이용할 것을 제안했지만 FHWA에서는 실용상 0.4in를 기준으로 마찰말뚝과 선단지지말뚝을 선택하도록 채택했다. 즉, 이 개념은 주면마찰력과 선단지지력이 동시에 발현되지 않는다는 것을 가정한 것이므로 보수적이고 실용적인 관점에서 채택된 것으로 판단된다. 철도설계기준(1999)은 주면마찰력을 산정하는데 있어 FHWA(1988) 기준과 같이 식 (1), (2)를 채택하고 있다.

2.2 AASHTO(1996)

AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996)에서는 허용응력설계법(allowable stress design)을 근간으로 설명하고 있고 국내의 경우도 이 방법을 채택하고 있으므로 여기서는 허용응력설계법을 위주로 고찰하였다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 및 침하량 산정에서 상부 흙에 의한 거동은 무시할 수 있다. 설계하중의 지지거동은 FHWA(1988)에서와 같이 침하량, 0.4in까지 주면마찰력에 의해 발휘되고, 극한주면마찰력의 발현(암반과 콘크리트 사이에서 슬라이딩) 후의 추가적인 하중은 선단에 의해 지지되는 것으로 설명하고 있다. 그러나 FHWA(1988)에서처럼 마찰지지말뚝과 선단지지말뚝에 대한 설계가정조건이 명확하게 나타나 있지는 않다.

현장타설말뚝의 극한주면지지력(Q_{SR} in k)은 식 (3)에서와 같이 일축압축강도를 이용하도록 되어 있으며 이는 기본적으로 Horvath 등(1983)의 도표를 이용한 것이다. 그러나 여기서는 일축압축강도를 암석이 아닌 암반의 일축압축강도(C_m)를 이용하도록 수정하므로써 보수적으로 평가되는 Horvath 등(1983)의 도표를 더욱 보수적으로 평가한 것으로 생각된다. 실제로 Horvath 등(1983)의 자료는 암석의 일축압축강도와 전단저항력의 회귀관계로부터 나온 것인데 여기서는 수정하여 제안하고 있다.

$$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR}) \tag{3}$$

여기서, B_r은 암반 근입부의 직경(ft), D_r은 암반 근입부의 길이(ft), q_{SR}은 말뚝과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰력(psi)(Horvath 등(1983)의 도표)이다. 암반의 일축압축강도를 구하기 위해 식 (4)와 같이 암석의 일축압축강도(C_0)에 감소계수(reduction factor, α_E)를 적용하도록 제안하고 있다. 감소계수는 RQD를 이용하되 0.15 이상으로 제한하고 있는데 이 값은 RQD가 64 이상의 값을 요구하는 것이므로 절리가 많은 암반 등에는 적용하기 어려운 면이 있다.

$$C_m = \alpha_E C_0 \tag{4}$$

여기서, C_m은 암반의 일축압축강도(ksf), α_E는 0.0231(RQD)-1.32 ≥ 0.15, C_o는 암석의 일축압축강도(ksf)이다. AASHTO(1996)에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 침하량을 구하기 위해 Pells & Turner(1979)의 제안을 인용하고 있다. 여기서 선단부의 침하량을 구하는데 입력되는 암반의 탄성계수는 식 (4)에서의 감소계수를 적용하고 있다. 즉 침하량이나 지지력을 구하는데 있어 동일한 감소계수를 적용하고 있는 것이다.

AASHTO(1996)의 기준을 이용할 시는 각 변수의 단위를 유의할 필요가 있다(경우에 따라서는 같은 식 내에서도 길이 단위가 달라 별도의 계수가 적용된다). 따라서 이용시에는 항상 부호(notations) 및 단위(unit)를 확인해야 한다. 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2001)에서는 암반에 근입된 현장타설말

뚝의 주면마찰력을 구하는데 있어 AASHTO(1996)의 내용을 채택하고 있다. 그러나 AASHTO(1996)의 기준이 적용되기 위해서는 식 (4)에서 α_E의 값이 0.15이상(RQD값이 64이상) 이어야 하므로 국내의 암반의 일반적인 RQD값을 고려하면 적용성의 검토가 필요하다고 생각된다.

2.3 NAVFAC(1982)

NAVFAC DM-7.2(Department of the Navy, 1982)에서는 일반적인 근입장 이상 암반에 근입된 현장타설말뚝은 선단지지력과 주면마찰력을 통해 지지된다고 설명하고 있다. 따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 주면마찰력과 선단지지력의 합으로 계산하는 것이 타당할 것 같다.

극한 주면마찰력은 Horvath & Kenny(1979)의 자료를 바탕으로 제안된 식 (5)와 식 (6)을 이용해서 산정할 수 있다.

$$S_r = (2.3 \ to \ 3)(f_w')^{1/2} \qquad (\text{말뚝의 지름} > 16\text{in}) \qquad (5)$$

$$S_r = (3 \ to \ 4)(f_w')^{1/2} \qquad (\text{말뚝의 지름} < 16\text{in}) \qquad (6)$$

여기서, S_r은 단위 면적당 극한주면마찰력(psi), f_w'은 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중에서 작은 값(psi)이다. NAVFAC DM-7.2(1982)에서는 주면마찰력을 구하는데 있어 말뚝의 직경이 작을수록 큰 주면지지력을 채택하고 있어 말뚝의 치수효과가 고려된 것이 특징적이다.

구조물기초설계기준(1997)에서는 암반에 근입된 주면마찰력의 계산을 위해 상기의 NAVFAC DM-7.2(1982)의 기준을 인용하고 있다. 구조물기초설계기준에서는 설계기준을 압축하여 설명함으로써 설계자의 판단을 강화한 면이 있다. 그러나 본 기준에서 “설계시 합리적인 감소율을 정하는 것이 고도의 전문지식과 경험을 요하는 부분이다” 또는 “암반에 근입된 말뚝의 주면마찰력은 현장의 시험에 의하지 않고는 구하기 어렵다”로 설명함으로써 제안된 식의 한계를 인정하고 있다고 생각된다. 따라서 제안된 식 외에도 지금까지 연구된 참고자료 등을 추천했으면 이러한 상황을 대처하는데 큰 도움이 될 수 있을 것으로 생각된다.

2.4 Canadian Foundation Engineering Manual(1992)

Canadian Foundation Engineering Manual(1992)에서는 지지력 식들을 적용하는 방법에 대해 분명한 조건을 설정하고 있다. 즉 지지하고자 하는 저항력에 따라 설계개념(design assumption)을 3종류(마찰지지력, 선단지지력, 전체지지력)로 구분하고 있으며 세 번째의 전체지지력 이용방법을 적용할 경우는 반드시 확인과정(재하시험 또는 인근 경험자료에 근거한 판단)을 거치도록 제안하고 있다.

전술한 FHWA의 방법 중 주면마찰이용 설계방법(침하량이 0.4in이하)과 카나다 매뉴얼의 첫 번째 및 두 번째 방법들은 전적으로 한 종류의 부분 지지력만을 택함으로써 보수적인 경향이 있다. FHWA의 방법중 전체지지력을 이용하는 설계방법(침하량이 0.4in이상)과 카나다 매뉴얼에서의 세 번째 방법(전체지지력)을 채택하는 설계는 현실적이지만 카나다 매뉴얼에서 지적한 바와 같이 일련의 확인과정(재하시험)이 필요하다고 생각된다.

전체지지력을 이용하는 방법들은 두 기준이 유사한 것처럼 보이지만 FHWA(1988)는 두 지지력의 산술적인 합을 취하고 있고, Canadian Foundation Engineering Manual(1992)에서는 Pells & Turner(1979)가 탄성해에 근거하여 제안한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 분담율(선단지지력/주면지지력)을 이용한 방법(그림 1 참조)을 채택하고 있는 것이 분명히 구분된다.

Canadian Foundation Engineering Manual(1992)에서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 식(7)과 같은 암석의 일축압축강도를 이용하는 전통적인 방법에 근거하고 있다. 여기서 일축압축강도와 근입부의 주면지지력은 Rowe & Armitage(1984, 1987), Carter & Kulhawy(1988)의 방법을 참고하고 있다. 특히 여기서는 현장타설말뚝에서 주면저항을 증가시키기 위한 돌기 말뚝(grooved pier)에 대한 데

이터도 제공하고 있다.

$$\frac{q_s}{p_a} = b\left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} \tag{7}$$

여기서, qs는 암반에 근입된 말뚝의 *단위*전단응력, qu는 암코아의 일축압축*강도*, b는 경험계수(일반적인 값 1.42, 하한계값 0.63), p_a는 대기압이다. Canadian Foundation Engineering Manual(1992)에서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 침하량을 구하는 방법은 현장조사(pressuremeter, plate load test 등)방법과 탄성해를 이용한 방법 등 비교적 다양한 방법을 제안하고 있다.

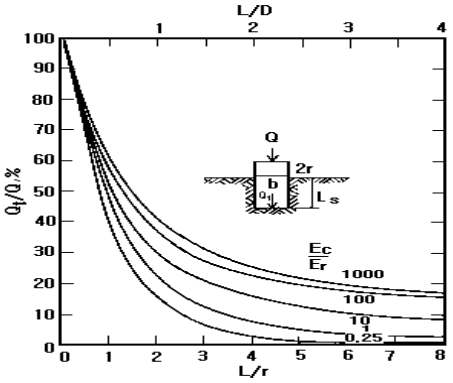


그림 1 암반 근입에서의 하중분배(Pells & Turner, 1979)

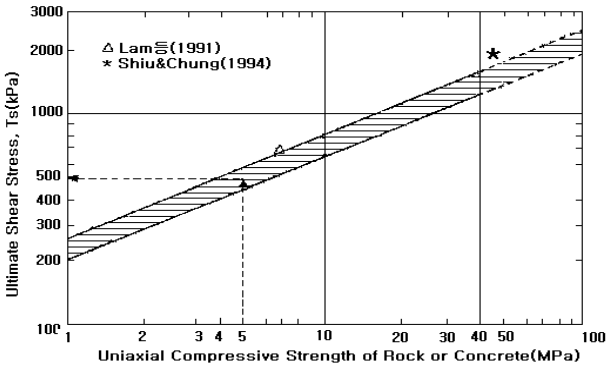


그림 2 암반 근입부의 극한주면지지력의 평가(GEO, 1996)

2.5 Geotechnical Engineering Office(1996)

홍콩의 Pile Design and Construction(GEO, 1996)에서는 주면마찰력을 위주로 설계할 것을 권장하는 것으로 보인다. 즉 전체지지력을 이용하는 방법은 말뚝의 허용침하량이 비교적 큰 구조물 설계에서만 적용하도록 신중하게 제안하고 있다. 홍콩에서는 록앵커의 경우 많은 재하시험 결과들을 이용하여 비교적 신뢰도 있는 주면부의 허용마찰력을 제시하고 있으며 이 값은 통상 0.5 1MPa 정도이다. 그러나 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝에 있어서는 자료가 부족한 실정이고, 근입된 암반부의 거칠기에 있어서도 기계굴착과 인력굴착에 의한 차이점 및 그 효과에 대한 체계적인 연구도 부족한 것으로 설명하고 있다.

Pile Design and Construction(GEO, 1996)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 산정을 위해 그림 2와 같은 암석의 일축압축강도를 이용하는 전통적인 방법을 이용하고 있다. 여기서 일축압축강도와 근입부의 주면지지력은 Horvath 등(1983)의 방법을 참고하고 있다.

그림 2에서 보면 실물시험한 두 데이터를 제공하고 있으며 실물시험에 의하면 이들 값은 설계범위의 상한 값을 보이고 있다고 설명하고 있다. Lam 등(1991)의 데이터는 보통 내지 약간 풍화된 화강암에 근입된 직경 1m의 인력굴착 케이슨에서 발생된 평균 주면마찰력으로 670kPa이며, Shiu & Chung(1994)의 데이터는 보통 정도로 풍화된 화강암에 근입된 직경 219mm의 말뚝에 대한 재하시험 결과로 최대주면마찰력이 1.75MPa이다. 그림 2에서와 같이 이 값들이 상한 값에 이르고 있는 것은 전자의 경우 인력굴착에 의한 거칠기 증가, 후자는 직경이 작은 것에 의한 치수효과에 기인한 것으로도 추정할 수 있다.

2.6 Australian Piling Standard(1995)

Australian Piling Standard(Council of Standards Australia, 1995)에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 구하기 위한 특별한 식이나 방법을 제안하고 있지 않다. 그만큼 설계자의 권한과 책임을 강조하고 있는 것으로 추정된다. 그러나 모나쉬 대학(Monash University)의 연구결과는 동 기준을 작성

한 위원회(CE/18)의 참고자료임을 명시하고 있다.

3. 설계기준의 비교평가

3.1 현장시험결과

현장시험자료는 풍화암(화강편마암)에 근입된 현장타설말뚝 지지거동 연구를 위한 모형시험현장의 자료로 전경수(2000)의 논문을 참고하였다. 지반조사결과 평가에 따르면 풍화암의 일축압축강도(점하중강도로부터 환산한 값)와 보링코아 관찰에 의거 Bieniawski(1979)의 RMR값은 7로 나타나 5등급의 매우 불량한 암반으로 분류되었으며 내부마찰각은 15°이하, 점착력은 100kPa 이하로 추천하였다.

전경수(2000)의 논문에서 시험말뚝은 총 8본이 시공되었으며, 본 연구에서는 모든 말뚝에 대해 분석이 실시되었다. 그러나 여기서는 주면마찰력의 거동분석이 주 목적이므로 주면마찰력만 측정된 말뚝(N-1)과 바로 옆에 위치한 전체지지력이 측정된 말뚝(N-2)에 대해서만 소개하였다.

N-2는 전술한 방법대로 시공이 되었으며 N-1은 풍화암 근입부의 마찰지지거동만을 파악하기 위해 시험말뚝 선단부에 styrofoam을 설치한 후 시공되었다. 시공된 말뚝에 대해서는 ASTM D1143에 따라 반력말뚝을 이용한 정재하시험이 실시되었다. 재하시험 개요 및 결과는 표 1과 같다.

표 1 정재하시험 개요 및 결과 요약

말뚝 번호	말뚝 종류	관입깊이(m)		선단상태	최대 시험하중 (tf)	전체 침하량 (mm)	허용지지력(tf)	
		토사부 깊이	암반근입부 깊이				4%침하기준 (FS=3)	25mm침하기준 (FS=3)
N-1	ø400mm 현타말뚝	6.9	3.0	Styrofoam	73	150	6.2	7.3
N-2		7.2	6.0	슬라임제거	269	28	68.7	85.0

3.2 설계기준별 계산

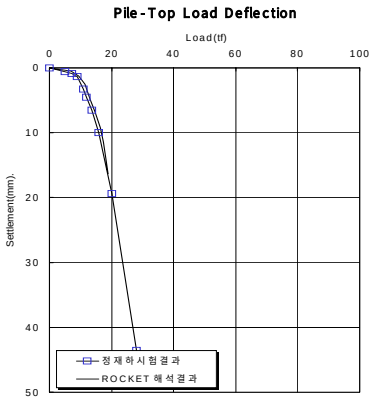
비교에 이용된 설계기준은 FHWA(1988), AASHTO(1996), NAVFAC(1982), Canadian Foundation Engineering Manual(1992), GEO(1996), Australian Piling Standard(1995)등이다. 비교를 위한 설계기준으로 국외의 경우만 선택되었지만 구조물기초설계기준(1997), 도로교설계기준 해설(2001), 철도설계기준(1999)이 각각 NAVFAC(1982), AASHTO(1996), FHWA(1988)를 인용하고 있으므로 실제로는 국내의 모든 기준도 포함된다.

호주기준의 경우는 Monash대학에서 연구결과를 종합하여 작성한 Rocket(2000) 프로그램을 이용하여 분석하였다. Rocket(2000) 프로그램의 이용시 입력된 데이터를 표 2에 나타내었다. 표의 입력자료 중 현장에서 측정한 시험자료(일축압축강도, 암반의 변형계수 등)를 제외한 입력자료들은 현장에서 재하시험으로 측정한 하중-침하곡선과 해석으로 구한 하중-침하곡선을 시행착오방법으로 매칭(matching)해 가면서 최적의 값을 선정한 것이다. 그림 3에는 Rocket 분석과 재하시험에서 얻은 하중-침하곡선을 비교하였다.

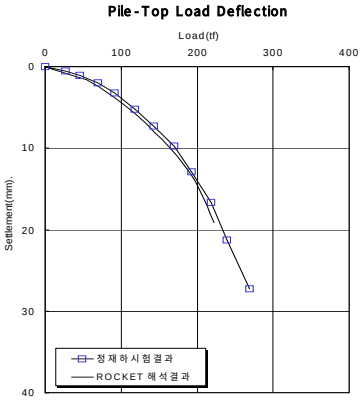
표 2 Rocket 입력변수

말뚝번호	N-1[1]	N-2
pile modulus	22,431MPa[2]	
pile base elastic modulus[3]	369.71MPa	149.2MPa
ultimate stress	0MPa	9.38MPa
power exponent	1.0	0.7
modulus	184.97MPa	361.5MPa
sliding	15°	25°
shearing	38°	45°
cohesion	0.1MPa	0.1MPa
poisson's ratio	0.25	0.25
initial normal stress	0.081MPa	0.141MPa
segment height	0.9mm	1.3mm
segment length	40mm	33mm
layer thickness	3.0m	6.0m

註) 1) 선단지지력 배제를 위해 styrofoam을 설치한 말뚝
2) 시험말뚝의 콘크리트시료에 대한 실내시험 결과값



(a) 말뚝번호 N-1



(b) 말뚝번호 N-2

3) PMT결과값

그림 3 측정 및 해석된 하중-침하곡선의 비교결과

3.3 비교평가

표 3은 상기의 자료들을 이용하여 각각의 경우별로 주면마찰력을 계산한 결과를 보여주고 있다.

표 3 각 기준별 주면마찰력 계산결과

말뚝	지지력	FHWA	AASHTO	NAVFAC	CFEM	GEO	Rocket[1)]	측정치
N-1	극한지지력 (tf)	380.0	-	350(α=2.3)	367.0(b=0.63)	327.0	18.78 (1in 기준)	21.9 (1in 기준)
	주면저항력 (tf/m^2)	100.9	-	92.8(α=2.3)	97.5(b=0.63)	86.7	5.1 (최대치)	5.8
N-2	극한지지력 (tf)	748.0	-	688(α=2.3)	722.0(b=0.63)	646.0	131.0 (1in 기준)	168.3[2)] (1in 기준)
	주면저항력 (tf/m^2)	99.2	-	91.2(α=2.3)	95.9(b=0.63)	85.7	17.4 (최대치)	22.3[3)]
비고		철도설계 기준	도로교설계 기준해설	구조물기초 설계기준				

註) 1) Rocket의 결과는 하중-침하곡선 또는 t-z곡선에서 구분한 값임

2), 3) 전체하중-침하곡선에서 연립으로 계산된 선단지지력을 제외한 값임

AASHTO의 결과가 산출되지 않은 이유는 해당감소계수(α_E)가 0.15보다 작게 계산(또는 RQD가 64이하)되어 암반의 일축압축강도를 산출할 수 없는 경우에 해당된다. 이는 이미 논의한 바와 같이 AASHTO 기준의 현장적용시 문제점을 나타낸다고 할 수 있다.

표 3의 결과에서는 흥미있는 현상이 나타나고 있다. AASHTO를 제외한 기준들(FHWA, NAVFAC, CFEM, GEO)이 거의 같은 결과를 보여주고 있다. 이는 이들 기준 모두가 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 평가에서는 Horvath 등(1983)의 연구자료를 인용하고 있기 때문인 것이다. Horvath 등(1983)의 연구는 Queenstone Shale 자료를 이용하였기 때문에 국내에서 주로 나타나는 화강암, 편마암 등의 견고한 암종에 이 방법을 적용할 경우에는 한계가 있는 것으로 판단된다. 특히 풍화암 정도의 암에서는 일축압축시험이 거의 곤란하므로 암편을 찾아 점하중시험을 할 수밖에 없는데 이러한 암편은 암반에서 가장 큰 경도를 나타내는 부분으로 암반의 강도를 대표할 수 없다.

또하나의 흥미있는 결과는 모든 기준들에서 보수적인 값을 택하더라도 측정치보다 훨씬 크다는 것이다. 물론 측정치와 계산치의 절대값을 같은 대상으로 비교할 수는 없지만 안전율을 고려한다 하더라도 계산결과는 위험측을 나타낸다고 볼 수 있다. 이는 경험적 방법의 위험성을 시사하는 것이다. 따라서 설계자는 기존의 경험적 방법의 적용시 이러한 가능성을 감안할 필요가 있을 것이다.

Rocket의 결과는 현장측정자료에 매칭한 결과로부터 도출된 것이긴 하지만 절대값은 측정치에 부합하며 보수적인 쪽에 해당된다. 따라서 현장의 자료(일축압축강도 및 관련정수, 탄성계수, 거칠기 등)가 얻어진다면 Rocket은 신뢰도 있는 결과를 줄 수 있으며 다양한 정보(하중-침하곡선, 주면 및 선단지지력, t-z곡선 등)를 제공할 수 있을 것으로 기대된다.

4. 결론

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면지지력에 대한 설계현황을 고찰하고 2개의 현장측정자료를 이용하여 이들 방법들을 비교, 평가해 본 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

◦ 기존의 설계기준들은 일축압축강도와 주면지지력의 관계를 회귀분석한 경험적인 방법을 이용하고 있었으며 각 기준들은 이들 연구결과 중 일정식(Horvath, 1983)을 채택하고 있는 것으로 나타났다. 회귀분석한 연구결과들은 특정 지역(또는 암종)을 대표하는 경우가 일반적이므로 향후 국내 기준의 개정시에는 일정 관계식이 아닌 여러 관계식을 추천하는 것도 바람직하다고 생각된다.

◦ 일축압축강도를 기준하는 기존의 경험적인 방법들은 현장타설말뚝의 현장거동을 충분히 나타낼 수 없는 것으로 보고되고 있다. 이러한 점에서 전단거동에 영향을 미치는 각종 요인을 고려한 새로운 설계방법(Seidel 등, 2001)도 최근에 제안되었는 바 이의 이용도 고려해 볼 만하다고 생각된다. 그러

나 이 방법은 호주 멜버른 이암을 대상으로 연구된 것이므로 적용시는 국내 암종에 대한 적용성 검토가 필요할 것이다.

◦ 제한된 자료이지만 현장시험자료를 이용하여 각종의 설계기준을 비교해 본 결과 설계기준별로 차이가 있었는바 설계시에는 여러 기준의 비교평가가 중요하다고 생각된다. 여러 방법 중 Rocket은 적절한 현장시험조사가 뒷받침될 경우 기존의 설계방법에 비해 신뢰도 있고 유용한 자료를 제공할 수 있을 것으로 평가된다.

참고문헌

1. 김정환(1997), “편마암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동”, 서울대학교 박사학위논문
2. 대한토목학회(2001), 도로교설계기준 해설(하부구조편)
3. 이원제, 정훈준, 이우진, 장기수(2000), “대구경현장타설말뚝의 지지력 측정 사례 연구”, 한국지반공학회, 2000 가을 학술발표회 논문집, pp.285 292.
4. 전경수(2000), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석”, 서울대학교 박사학위논문
5. 조성한(1997), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구”, 연세대학교 박사학위논문
6. 조천환, 이명환, 조영훈, 유한규, 박언상(2002), “암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 현황”, 한양대학교, 현대건설, (주)파일테크, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 세미나, pp.27 52.
7. 철도청(1999), 철도설계기준(철도교편)
8. 최용규, 김상일, 김상옥, 정창규, 정성기(2000), “대구경소켓경사말뚝의 인발 거동에 관한 연구”, 한국지반공학회, 2000 가을 학술발표회 논문집, pp.277 284.
9. 한국지반공학회(1997), 구조물기초설계기준
10. AASHTO(1996), Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials
11. Canadian Geotechnical Society(1992), Foundation Engineering Manual (3rd. ed.)
12. Carter, J. P. & Kulhawy, F. H.(1988), “Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", Research Report 308-1F, Center for Transfortation Research, The University of Texas, Austin, Tex.
13. FHWA(1988), Drilled Shaft, National Highway Institute.
14. GEO(1996), Pile Design and Construction, Hong Kong Geotechnical Engineering Office
15. Horvath, R. G., Kenny, T. C., and Kozicki, P.(1983), “Method of improving the performance of drilled piers in weak rock", Canadian Geotechnical Journal, vol 20, pp.758 772.
16. NAVFAC(1982), Foundation and Earth Structures(Design Manual 7.2), Department of The Naval Facilities Engineering Command
17. Pells, P. J. N. & Turner, R. M.(1979), “Elastic solutions for the design and analysis of rock-socketed piles", Canadian Geotechnical Journal, vol 16, pp.481 487
18. Rowe, R. K. & Armitage, H. H.(1984), “The design of piles socketed into weak rock", Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ont.
19. Seidel, J. P. & Collinwood, B.(2001), “An improved socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance", Canadian Geotechnical Journal, Feb, 2001, pp.138 153.
20. Seidel, J. P. & Harberfield, C. M.(2000), Rocket program(S/W) Manual