

암반에 지지된 현장타설말뚝 연직지지력 평가

글 | 차승훈 | 토목기술부 | 전화 : 02-3433-7761 E-mail : chocopie@ssyenc.com

1. 현장타설말뚝 개요

현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 말뚝이 시공될 위치에 기계굴착으로 천공된 구멍(Drilled Hole)을 형성한 후, 여기에 철근과 콘크리트를 타설하여 말뚝을 형성하는 공법이다. 현장타설말뚝은 Drilled Shafts, Piers, Drilled Pier, Bored Pile, Cast-in-place Pile, Caisson, Drilled Caisson 용어로 사용되고 있다(한국지반공학회, 2002).

1-1. 현장타설말뚝 장점

- 1) 현장타설말뚝은 천공경에 따라서 말뚝의 크기가 결정되므로, 천공경을 크게 하여 말뚝을 시공할 경우 하나의 파일이 지지할 수 있는 하중이 일반 기성제품보다 훨씬 크게 할 수 있다.
- 2) 말뚝 시공시 발생하는 소음 및 진동이 항타말뚝에 비하여 작아 민원발생이 예상되는 지역의 공사에 적합하다.
- 3) 설계된 말뚝을 현장에서 직접 제작함으로써 P.H.C 파일이나 강관말뚝과 같이 재료 손실이 발생하지 않는다.
- 4) 지반을 천공하여 말뚝을 시공함으로써 말뚝 선단 및 주면의 지층 확인이 가능하여 설계지지력 확보가 용이하다.

1-2. 현장타설말뚝 단점

- 1) 현장에서 말뚝을 제작함으로써 품질관리에 어려움이 있다.
- 2) 항타말뚝에 비해 시공기간이 길며, 공정이 복잡하다.
- 3) 기초저부에 피압대수층이 존재하여 현장타설말뚝에 의하여 피압대수층이 파괴될 가능성이 있거나 초연약 지반이 있을 경우에는 적용할 수 없다.

2. 암반에 지지된 현장타설말뚝의 연직지지력 산정

암반은 각 지역별로 암반을 구성하는 암질 및 암반 내의 불연속면

(엽리, 층리, 절리 등)이 상이하여 각 연구자가 속한 국가 및 지역에 따라 지지력 산정식이 상이하게 제안되고 있는 실정이다. 이러한 이유로 여러 지지력 산정식을 이용하여 동일한 암반에 지지된 현장타설말뚝의 지지력을 산정해 보면 서로 다른 값을 보이고 있다. 국내의 경우 국내 암반특성을 반영한 지지력 산정식이 현재까지 없으며, 대부분 해외 기준에서 사용되고 있는 지지력 산정법을 적용하고 있다. 본고에서는 국내외에서 사용되고 있는 지지력 산정 공식에 의한 현장타설말뚝의 지지력 산정방법을 소개하고자 한다.

2-1. 연직지지력 산정 방법

외말뚝의 허용 연직지지력은 지반의 허용지지력과 말뚝 재료의 허용하중을 비교하여 작은 값으로 결정하며, 허용지지력(Q_a)은 극한 지지력(Q_u)을 소정의 안전율($F.S$)로 나눈 값으로 한다. 지반조건에 따른 연직지지력 산정은 크게 말뚝재하시험에 의한 방법과 지지력 산정공식에 의한 방법이 있다. 현재 국내 대부분의 현장타설말뚝은 설계 단계에서 지지력 산정공식을 이용하여 지지력을 추정한 후, 공사 착공시 시험말뚝으로 설계지지력의 적합성을 검증하고 있다(대한토목학회,2008).

1) 말뚝재하시험

지반조건을 고려한 말뚝의 극한 연직지지력은 대표적인 현장조건에 시공된 실물크기 또는 축소된 시험말뚝에 대한 정재하시험을 실시하여 극한하중상태에서 확인된 단위 마찰력과 단위 선단력을 이용하여 각 지층에서 발휘될 수 있는 주면마찰력과 선단지지력을 구할 수 있고, 이들을 합하여 말뚝의 극한지지력을 산정한다.

2) 지지력 산정공식

정역학적 지지력 산정공식이 말뚝재하시험에 준하는 정밀도를 가질 경우에는 정역학적 지지력 산정공식에 의하여 추정된 극한지

지력을 사용할 수 있다. 그러나 이 경우에는 지지력 공식에 사용하는 지층특성치들은 실내 및 현장시험에 의하여 정확하게 산출해야 한다.

$$Q_u = Q_s + Q_B = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot f_{si} + A_B \cdot q_B$$

여기서,

Q_u : 말뚝의 극한지지력(kN)

Q_s : 극한주면마찰력(kN)

Q_B : 극한선단지지력(kN)

A_s : 말뚝의 외주면적(m^2)

A_B : 말뚝선단면적(m^2)

f_s : 단위 극한주면마찰력(kN/ m^2)

q_B : 단위 극한선단지지력(kN/ m^2)

2-2. 지지력 산정공식에 의한 극한주면마찰력 산정

일반적으로 암반 소켓부의 총 침하량(ρ_s)이 약 10mm가 될 때까지는 소켓말뚝의 주면마찰력에 의해서만 압축하중을 지지한다. 이 변위에서 극한주면마찰력 Q_s 이 발휘되며, 이때 암반과 콘크리트 사이에 미끄러짐이 발생한다. 미끄러짐이 발생하면 부가적인 하중이 말뚝선단에 전이된다(대한토목학회, 2008).

1) 구조물기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2003)

암반의 일축압축강도를 토대로 극한주면마찰력을 추정할 수 있다. 지중의 암반강도는 현장에서 채취한 작은 직경의 암코아를 사용하여 실험실에서 측정한 값과는 상당한 차이를 보이고 있으므로 암반의 일축압축강도는 암반의 절리, 단층과 같은 불연속면의 영향을 고려하여 압축시험결과에 소정의 감소율을 곱하여 사용해야 한다.

즉 암반의 일축압축강도는 암코아의 일축압축강도의 1/5 내지 1/8로 본다. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력 산정식은 아래와 같다.

$$Q_s = \pi x D x L x f_s$$

여기서,

Q_s : 극한주면마찰력

D : 소켓부 직경

L : 소켓부 길이

f_s : 단위 극한주면마찰력(〈표 1〉 참조)

〈표 1〉 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위 극한주면마찰력(f_s)

| 제안자 | 경험식 |
|--------------------------------|---|
| Williams et al(1980) | $f_s(tf/m^2) = 4,406 q_u^{0.367}$ |
| Rowe and Armitage(1987) | 매끈한 소켓 : $f_s(tf/m^2) = 4,757 \sqrt{q_u}$ 거친 소켓 : $f_s(tf/m^2) = 6,365 \sqrt{q_u}$ |
| Horvath and Kenney(1979) | $f_s(tf/m^2) = 2,198 \sqrt{q_u}$ |
| Carter and Kulhawy(1988) | $f_s(tf/m^2) = 2,067 \sqrt{q_u}$ |
| Reynolds and Kaderabek(1987) | $f_s(tf/m^2) = 0,3 q_u$ |
| Gupton and Logan(1984) | $f_s(tf/m^2) = 0,2 q_u$ |
| Reese and O'Neill(1987) | $f_s(tf/m^2) = 0,15 q_u$ |
| Rosenberg and Journaeaux(1976) | $f_s(tf/m^2) = 3,729 q_u^{0.51}$ |

주) q_u : 암반의 일축압축강도 = 1/5 ~ 1/8 q_{uc} (암코아 일축압축강도)

또한 NAVFAC DM 7-2(1982) 기준을 채택하여 제안하고 있으며, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력은 말뚝의 직경에 따라 2가지 식으로 구분된다. 이들 식은 말뚝직경에 따라 주면마찰력을 다르게 적용함으로써 말뚝의 크기효과(scale effect)를 고려하였다.

$$f_s = (2,3 \sim 3) f_w'^{1/2} : \text{말뚝 직경 } > 40\text{cm}$$

$$f_s = (3 \sim 4) f_w'^{1/2} : \text{말뚝 직경 } < 40\text{cm}$$

여기서, f_w' : 암석과 콘크리트의 일축압축강도 중에서 작은 값

2) 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2008)

암반에 소켓된 말뚝의 극한주면마찰력(Q_s)은 AASHTO 방법을 적용하여 산정할 수 있다. AASHTO 방법에 사용되는 응력 단위는 $psi(lb/in^2)$ 임을 주의해야 한다.

$$Q_s = \pi x B_s x L_s x q_{sr}(6,9 q_{sr})$$

여기서, Q_s : 극한주면마찰력

D_r : 소켓부 직경

L_r : 소켓부 길이

q_{sr} : 소켓과 암반접촉면에서의 단위 극한주면마찰력

(〈그림 1〉 참조)

암반소켓의 극한인발력은 0.7 Q_{sr} 로 제한되어야 한다. [그림 1]에서 q_{sr} 을 구할 때 X축은 암반의 일축압축강도(q_m)와 콘크리트의 일축압축강도(q_c)중 작은 값을 적용하여야 하며, 암반의 일축압축강도는 다음과 같이 산정한다.

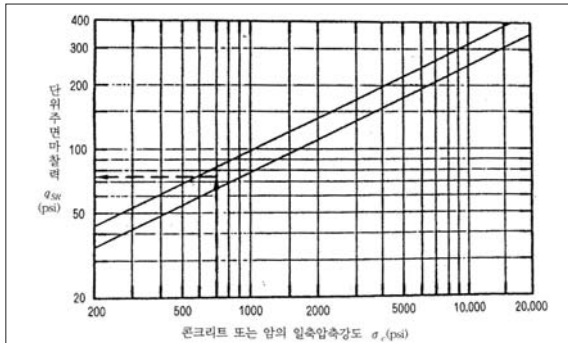
$$q_m = \alpha_E \times q_u$$

여기서,

$$\alpha_E : 1.1(RQD)-63,2 \geq 7,18$$

q_u : 암석의 일축압축강도(실내시험 값)

이 식을 적용하기 위해서는 암반의 RQD가 63.6% 이상이 되어야 한다. 따라서 절리, 층리와 같은 불연속면의 간격이 좁거나 파쇄대가 존재하는 암반에서는 RQD가 63.6% 이하로 나타나므로, 이러한 암반에서는 적용하기 어려운 단점이 있다.



[그림 1] 벽면 거칠기가 부드러운 암반소켓말뚝의 평균 단위 극한주면마찰력

3) Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 2006)

암반에서 말뚝의 극한주면마찰력(Q_s)은 단위 극한주면마찰력과 주면 면적을 곱하여 산정할 수 있다.

$$Q_s = \pi \times B_s \times L_s \times q_s$$

여기서,

B_s : 소켓부 직경

L_s : 소켓부 길이

q_s : 소켓과 암반접촉면에서의 단위 극한주면마찰력 = $P_a \times b \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5}$

P_a : 대기압

q_u : 암석코아의 일축압축 강도

b : 말뚝 주면 거칠기에 따른 경험적 계수 = 0.63~1.91(〈표 2〉 참조)

f'_c : 콘크리트 강도

상기 식에서 콘크리트 강도가 암코아의 일축압축 강도보다 작은 경우 q_s 는 $0.05f'_c$ 를 적용함.

〈표 2〉 말뚝 주면 거칠기에 따른 경험적 계수 b

| 구분 | b value | 비고 |
|--------------------------------|------------|---|
| 일반적인 말뚝 (Conventional Pier) | 1.41 | 'Limit states design approach 설계법' 적용시 평균값 |
| | 0.63~ 0.94 | 'Working stress design approach 설계법' 적용시 하한값 |
| | 0.63 | 일반적인 하한값 |
| 주면이 거친 말뚝 (Grooved Pier) | 1.9 | 말뚝 주면에 폭과 깊이가 10mm 이상이며, 간격이 50~200mm인 홈이 설치된 경우 |

4) Federal Highway Administration(1999)

암석코아의 일축압축강도(q_u)가 51kg/cm^2 이하일 경우와 이상일 경우로 구분하여 단위 극한주면마찰력(f_s)을 산정하고 있다.

가. 일축압축강도(q_u)가 51kg/cm^2 이하일 경우

- 말뚝 표면이 매끈할 경우 : $f_s = \alpha q_u (f_{aa}/f_a)$

- 말뚝 표면이 거칠 경우 : $f_s = \frac{q_u}{2} (f_{aa}/f_a) K_f$

여기서,

f_s : 단위 극한주면마찰력

α : q_u 와 말뚝의 표면에 작용하는 수평응력에 의해 결정되는 계수

f_{aa}/f_a : 마찰력 감소계수

K_f : 말뚝의 근입깊이와 암반과 말뚝의 탄성계수 비에 의해 결정되는 값

나. 일축압축강도(q_u)가 51kg/cm^2 이상일 경우

- 말뚝 표면이 매끈할 경우 : $0.65P_a \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} \leq 0.65P_a \left(\frac{f'_c}{P_a} \right)^{0.5}$

- 말뚝 표면이 거칠 경우 : $0.8q_u \left[\frac{\Delta r}{r} \left(\frac{L'}{L} \right) \right]^{0.45}$

여기서,

P_a : 대기압

f'_c : 콘크리트 강도(28일)

r : 말뚝의 반경

L : 소켓 길이,

Δr : 말뚝주면의 돌기 높이, L' : 말뚝주면의 돌기 간격

2-3. 지지력 산정공식에 의한 극한선단지지력 산정 1) 구조물기초설계기준 해설(2003, 한국지반공학회)

암반에 설치되는 현장타설말뚝의 극한선단지지력은 암반의 일축 압축강도로부터 추정할 수 있으며, 암반의 일축압축강도 추정은 주면마찰력 산정시와 동일하게 적용한다. 극한선단지지력(Q_B) 산정 식은 아래와 같다.

$$Q_B = q_p \times A$$

여기서,

A : 말뚝 단면적

q_p : 단위 극한선단지지력(〈표 3〉 참조)

〈표 3〉 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위 극한선단지지력(q_p)

| 제안자 | 경험식 |
|--------------------------|-------------------------------------|
| Coates(1967) | $q_p(\text{tf/m}^2) = 3 q_u$ |
| Teng(1962) | $q_p(\text{tf/m}^2) = 5 \sim 8 q_u$ |
| Rowe and Armitage(1987) | $q_p(\text{tf/m}^2) = 2.7 q_u$ |
| ARGEMA(1992) | $q_p = 4.5 q_u \leq 10\text{MPa}$ |
| Zhang and Einstein(1998) | $q_p = 4.83 q_u^{0.51}$ |

주) q_u : 암반의 일축압축강도 = 1/5 ~ 1/8 q_{uc} (암코어 일축압축강도)

2) 도로교설계기준 해설(2008, 대한토목학회)

암반소켓 현장타설말뚝의 극한선단지지력(Q_B) 계산은 암반 불연속면의 영향을 고려하여야 하며, 다음의 식으로 구할 수 있다.

$$Q_B = N_{ms} \times q_u \times A_B$$

여기서,

N_{ms} : 암석의 극한지지력을 평가하기 위한 계수(〈표 4〉 참조)

q_u : 말뚝선단 아래 2D 이내에서 채취된 암석코어에 대한 일축압축강도, 또는 〈표 5〉 사용 가능

A_B : 말뚝 단면적

3) Canadian Foundation Engineering Manual

(Canadian Geotechnical Society 2006)

극한선단지지력(Q_B) = $q_B \times A$

여기서,

A : 말뚝의 단면적

$$q_B = \text{단위 극한선단지지력} = 3Q_c \times K_{sp} \times d$$

Q_c : 암석코어의 일축압축 강도

$$d : \text{depth factor} = 1 + 0.4 \frac{L_s}{B_s} [3]$$

$$K_{sp} : \text{Bearing pressure 계수} = \frac{3 + c/B}{10\sqrt{1 + 300 \times \delta/c}}$$

c : 불연속면의 간격, δ : 불연속면 틈새 두께

$B = B_s$: 소켓부 직경, L_s : 소켓부 길이

4) Federal Highway Administration(1999)

암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한선단지지력은 암반의 절리 상태를 구분하여 산정한다.

$$\text{극한선단지지력}(Q_B) = q_{BL}(\text{단위 극한선단지지력}) \times A(\text{말뚝의 단면적})$$

가. 암반에 절리가 발달하지 않은 경우

$$q_{BL} = \alpha q_u$$

여기서,

q_u : 암석코어 일축압축강도

α : 말뚝의 근입깊이 계수($\alpha=2.5 : L) 1.5D, \alpha=2.0 : L=0$)

L : 암반에 소켓된 길이, D : 소켓 직경

〈표 4〉 파쇄나 절리가 발달한 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms} 계수

| 암반 등급 | 일반 사항 | RMR 등급 | NGI 등급 | ROD (%) | N_{ms} | | | | |
|-------|--|--------|--------|---------|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| | | | | | A | B | C | D | E |
| 우수 | 절리간격 3m 이상의 신선암 | 100 | 500 | 95~100 | 3,8 | 4,3 | 5,0 | 5,2 | 6,1 |
| 매우 양호 | 절리간격 0.9~3m이며, 절리면이 거칠며 치밀하게 밀착되어 있고 풍화되어 있지 않음. | 85 | 100 | 90~95 | 1,4 | 1,6 | 1,9 | 2,0 | 2,3 |
| 양호 | 절리간격 0.9~3m이며, 절리면이 약간 교란되고 풍화된 신선암 | 65 | 10 | 75~90 | 0,28 | 0,32 | 0,38 | 0,40 | 0,46 |
| 보통 | 절리간격 0.3~0.9m의 여러세트의 적당히 풍화된 절리를 가진 | 44 | 1 | 50~75 | 0,049 | 0,056 | 0,066 | 0,069 | 0,081 |
| 불량 | 절리간격이 2~50cm의 약간의 충전물이 있으며, 풍화된 절리를 가진 암석 | 23 | 0,1 | 25~50 | 0,015 | 0,016 | 0,019 | 0,020 | 0,024 |
| 매우 불량 | 5cm 보다 작은 간격의 수없이 많은 풍화된 절리를 가진 암석 | 3 | 0,01 | <25 | 상응하는 사질토의 극한지지력 사용 | | | | |

〈표 5〉 암석의 종류에 따른 일축압축강도의 대표적 범위

| 암석 분류 | 일반사항 | 암석명 | q_u (kgf/cm ²) | 암석 분류 | 일반사항 | 암석명 | q_u (kgf/cm ²) |
|-------|-----------------------|-------|------------------------------|-------|-----------------------|-----|------------------------------|
| A | 잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암 | 돌로마이트 | 336~3,150 | C | 잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암 | 역암 | 336~2,240 |
| | | 석회암 | 245~2,940 | | | 사암 | 679~1,750 |
| | | 대리석 | 385~2,450 | | | 규암 | 630~3,850 |
| B | 점토질암 | 규질점토암 | 294~1,470 | D | 세립질의 화성암 결정질 암석 | 안산암 | 980~1,820 |
| | | 점토암 | 14~84 | | | 휘록암 | 217~5,810 |
| | | 이회암 | 532~1,960 | E | 조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석 | 각섬암 | 1,190~2,800 |
| | | 천매암 | 245~2,450 | | | 반려암 | 1,260~3,150 |
| | | 미사암 | 98~1,190 | | | 편마암 | 245~3,150 |
| | | 세일 | 70~357 | | | 화강암 | 147~3,430 |
| | | 점판암 | 1,470~2,170 | | | 편암 | 98~1,470 |

나. 암반에 절리가 발달한 경우

$$-q_{BL} = 4.83 (q_u)^{0.51}$$

$$-q_{BL} = s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5} \times q_u$$

$$-q_{BL} = 3 C_c \times K_{sp} \times d$$

(Canadian Foundation Engineering Manual, 2006과 동일)

여기서,

q_u : 암석코어 일축압축강도

s, m : 말뚝의 선단부에 존재하는 암질과 절리상태에 따라 결정

2-3. 극한지지력 산정공식 평가

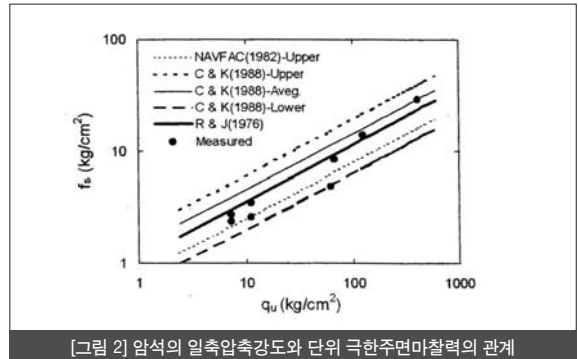
지금까지 정리한 극한지지력 산정공식(FHWA, AASHTO 등)이 국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정에 어느 정도 정확성을 가지는지를 평가하고자 한다. 평가방법 및 결과는 한국지반공학회 논문집에 백규호(2003)가 발표한 자료를 정리하였다.

지지력 산정공식의 평가를 위해 첫째 국내의 각종 문헌을 통해 보고된 말뚝재하시험결과 중 말뚝의 하중전이분포가 측정되어 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주면마찰력으로 분리할 수 있으면서, 동시에 말뚝이 극한상태에 도달할 때 까지 재하시험이 진행된 11개의 시험결과를 바탕으로 재하시험에 일정한 파괴기준을 적용하여 6개의 극한선단지지력과 8개의 극한주면마찰력을 산정하였다. 둘째 말뚝재하시험과 동일한 지반상태 및 말뚝재원으로 지지력 산정공식을 이용하여 말뚝의 극한지지력을 산정하여 이를 비교하였다.

1) 극한주면마찰력

국내의 자료를 통해 취득한 8개의 극한주면마찰력 자료에는 암의 절리상태, 시공조건 및 말뚝표면 거칠기 등의 자료가 없어 FHWA(1999) 방법은 검토에서 제외하였다. 또한 측정된 8개의 말뚝 중 7개가 RQD (63.6%인 암반에 근입되어 있어 RQD > 63.6%인 조건에서만 사용할 수 있는 AASHTO 방법도 검토에서 제외하였다.

여러 지지력 산정공식 검토 결과 비록 표본수가 8개로 충분하진 않지만 Cater & Kulhawy(1988), NAVFAC(1982) 및 Rosenberg & Journeaux(1976) 제안식에 대하여 암의 일축압축강도와 말뚝의 단위 극한주면마찰력 관계를 그림 2에 나타내었으며, 검토 결과 Rosenberg & Journeaux(1976) 제안식이 가장 측정치에 근접하는 결과를 보이는 것으로 나타났다.

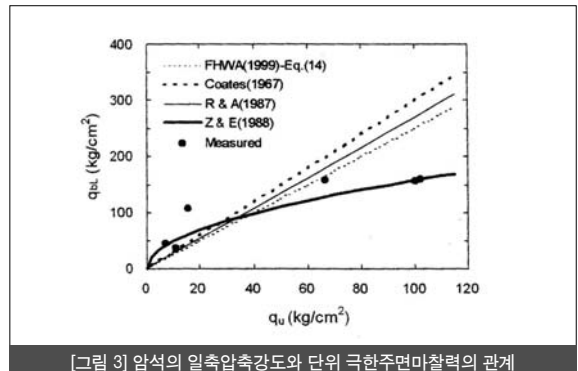


[그림 2] 암석의 일축압축강도와 단위 극한주면마찰력의 관계

주) C & K : Cater & Kulhawy(1988),
R & J : Rosenberg & Journeaux(1976)

2) 극한선단지지력

주면마찰력과 마찬가지로 제한된 재하시험재료로 인해 일부 FHWA(1999), CFEM 및 AASHTO(1996)는 검토대상에서 제외하였다. 암의 일축압축강도와 말뚝의 단위 극한선단지지력과의 관계를 그림 3에 나타내었으며, 검토 결과 Zhang & Einstein(1998) 제안식이 비교적 재하시험결과와 유사한 형태를 보였다.



[그림 3] 암석의 일축압축강도와 단위 극한주면마찰력의 관계

주) R & A : Rowe & Armitage(1987), Z & E : Zhang & Einstein(1998)

3. 결론 및 제언

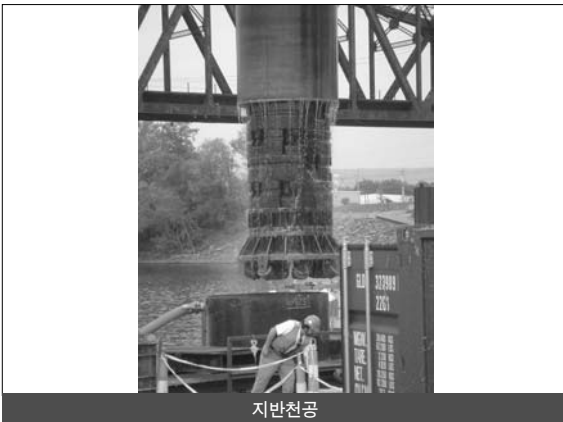
암반은 각 지역별로 암반을 구성하는 암질 및 암반내의 불연속면(절리, 층리, 절리 등)이 상이하여 국가 및 지역에 따라 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정식이 상이하게 제안되고 있다. 국내의 경우는 아직까지 국내의 암반특성이 반영된 지지력 산정공식이 없어서 대부분의 국내 설계기준은 외국에서 사용하고 있는 지지력 산정공식(AASHTO, NAVFAC, CFEM 등)을 적용하고 있다.

본고에서는 국내외에서 사용되고 있는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 연직지지력 산정식에 대해 정리하였으며, 또한 국내에서 수행된 말뚝재하시험 결과로부터 국내의 암반특성에 적합한 지지력 산정식에 대해 고찰하였다. 비록 제한된 시험결과로부터 지지력 산정식을 평가함에 따라 이들 평가에 대한 신뢰도는 높지 않지만 극한주면마찰력의 경우에는 Rosenberg & Journeaux(1976) 제안식이, 극한선단지지력에는 Zhang & Einstein(1998) 제안식이 비교적 국내 말뚝재하시험 결과와 유사한 형태를 보였다. 국내에서도 교량의 장대화 및 구조물의 대형화로 인해 암반에 지

진된 대구경 현장타설말뚝의 시공사례가 증가하고 있으므로 이러한 시공사례 자료를 보다 정확히 수집, 분석하여 국내에 적합한 말뚝의 지지력 산정식이 제안되길 희망한다. S

참고문헌

1. 한국지반공학회(2002), 지반공학시리즈 깊은기초, pp267~307
2. 한국지반공학회(2003), 구조물 기초설계기준 해설, pp346~350
3. 대한토목학회(2008), 도로교설계기준 해설, pp831~847
4. 백규호, 사공명(2003), 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정기준에 대한 평가, 한국지반공학회논문집 제19권 4호, pp. 95-105
5. Canadian Geotechnical Society(2006), Canadian Foundation Engineering Manual, 295-298



지반천공



철근조립

