

부마찰력을 고려한 말뚝기초 설계

Pile Design for Negative Skin Friction

윤여원, Yeo-Won Yoon

인하대학교 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Inha Univ.

SYNOPSIS : Under the compressible circumstance of a soil deposit, the soil move downward relative to the pile. The down drag force requires higher point bearing and causes failure of a pile from time to time. In this paper the mechanism of negative skin friction on a pile, design and reduction of the negative friction is reviewed.

1. 서론

지반에 근입된 말뚝은 주변을 둘러싸고 있는 흙과는 상대적으로 아래로 움직이는 경향을 갖고 있어서 말뚝표면에 상향의 마찰저항을 유발시킨다. 이러한 상향의 마찰력 또는 정마찰력(positive frictional resistance)은 선단저항과 같은 방향으로 작용하여 외적인 하중을 지지하게 된다. 그러나 그림 1에 보인 바와 같이 압축성 토질에 성토가 이루어졌을 경우에는 압축성 토질층에 압밀이 일어나게 되고 압밀이 종료되기 전까지 흙은 말뚝과 비교하여 상대적으로 아래방향으로 침하하게 되고 말뚝과 하향의 흙사이에는 부마찰력이라 부르는 아래로 향하는 마찰력이 유발된다. 이러한 하향력(down drag force)은 말뚝에 추가적인 하중으로 작용하여 말뚝의 침하를 지나치게 크게 하거나 극단적인 경우에는 말뚝의 파괴를 가져온다. 특히 이러한 부마찰력이 예상되는 지역에서 경사말뚝(batter pile)은 피해야 하며, 그 이유는 무리말뚝의 외측에 있는 경사말뚝에는 내측에 있는 수직말뚝보다 훨씬 큰 하향력이 작용하며 침하하는 흙이 내측으로부터 밖으로 빠져나가기 때문에 말뚝에 지나친 휨력으로 작용되기 때문이다. Poulos(1989)는 정규압밀토 또는 약간 과압밀된 점토에서 유효연직압의 0.3~0.5배 정도보다 큰 지표면 하중이 작용하면 부마찰력을 유발할 정도의 충분한 변위가 발생한다고 가정하고 있으며, Vesic(1977)은 약 15mm의 변위로 보고 있다. Inoue(1980)는 강관말뚝에 대한 일련의 현장시험으로부터 주변마찰력의 크기가 상대변위에 따라 달라지며 변위가 증가함에 따라 일정수준까지 증가하다가 일정한 마찰력을 유지한다고 보고하고 있다.

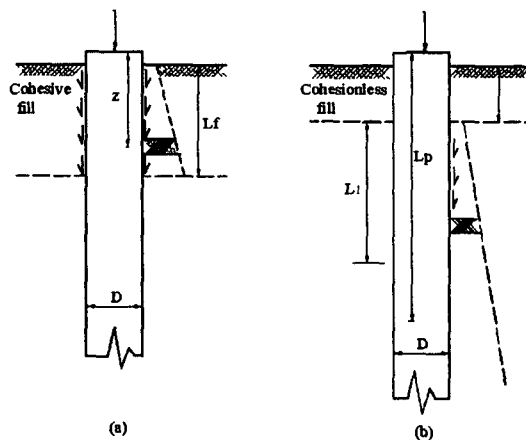


그림 1. 부주면마찰력

2. 부마찰력의 발생과 예측

2.1 부마찰력의 발생장소

Bjerrum 등(1969) 과 Bozozuk(1972) 기타 여러 연구자들은 부마찰력은 파일 단면이 허용할 수 있는 하중을 초과할 수도 있다고 보고하고 있다. 부마찰력의 가장 두드러진 영향은 말뚝 하부의 고정부분에 축력을 증가시키는 것이며 이러한 축력은 말뚝 자체의 압축이나 말뚝의 침하를 증가시킨다. 부마찰력은 팽창성 흙(expansive soil)에서는 큰 인장력을 유발시킨다. 부마찰력은 다음과 같은 여러 경우에 발생할 수 있다.

- (1) 사질토층 위에 점성토층의 매립. 매립토의 압밀침하로 인하여 말뚝과 흙간에 하향의 전단저항을 유발시킨다. 아래의 사질토층에는 위층에 있는 흙으로 인한 수평토압의 증가외에는 거의 영향이 없다.
- (2) 압축성 점토층상의 사질토 매립. 이러한 경우에 사질토층에 얼마간의 하향력이 있으나 대부분의 하향력은 압축성 점토층에서 발생한다. 선단지질말뚝의 경우 침하는 주로 말뚝자체의 압축에 의한 것이며, 마찰말뚝에서는 말뚝이 아주 길어서 하부에서 정마찰이 생겨 하향력과 평형이 이루어지지 않는 한 추가적인 침하가 발생한다. 이러한 경우에는 중립점의 위치가 결정될 수 있다.
- (3) 지하수위 저하로 인한 지반침하. 과압밀토가 아닌 경우에 지하수위 저하로 인하여 유효응력이 증가하여 점토층에 침하를 일으키고 말뚝에 하향력이 작용한다.
- (4) 말뚝타입 또는 하중 재하시험 중 하중 제하(unloading)로 인하여 말뚝이 상향으로 팽창하여 말뚝의 상부에 부의 압력(negative stress)이 생기는데 이러한 부마찰력은 말뚝 하부에서 생기는 정마찰력 또는 선단지지력과 균형을 이루어야 한다(Vesic, 1977).

한편 부마찰력의 검토를 필요로 하는 지역은 층적점성토의 아래면이 지표면하 15m 이상인 지역이며, 다음조건에 해당하는 지역은 제외한다 (일본 건설성)

- (1) 지반침하가 거의 정지한 지역
- (2) 지반의 층서가 비교적 균일한 층적층에서 침하량이 매년 감소경향이 있고, 최종 측정년에서 침하량이 2 cm/year 이하인 지역
- (3) 장래에도 지하수를 뽑아 올림에 의한 침하가 고려할 필요가 없는 지역

부마찰력이 충분히 발휘되기 위해서는 말뚝의 일부분이 암반이나 조밀한 모래층에 고정되어 말뚝의 수직방향 움직임에 저항하여야 한다. 말뚝의 최대 주면 마찰력은 개략적으로 말뚝 직경의 1% 정도에서 일어난다. 그림 2(a)에는 자중으로 침하하는 비압축성 흙 위에 위치한 성토층을 나타내었다. 그림에서 지지층(비압축성)의 바로 위에 있는 흙은 전혀 움직이지 않으며 말뚝에 하향력을 작용시키지 않는다. 상재하중을 받는 말뚝의 탄성압축과 하향력으로 인하여 말뚝이 상대적으로 아래로 움직이면 성토층은 말뚝의 지지층으로 작용하게 된다. 성토층의 최대침하는 지표면에서 나타나지만 지표면에서의 변위는 매우 커서 주면마찰력이 최대값을 지나치게 되므로 이때의 최종하향력은 잔류값 또는 큰 변형을 값에 해당하는 것이 된다. 그럼에도 침하의 초기 단계에서 성토층 하부에서의 변위는 최대값을 유발할 정도가 아니더라도 지표면에서의 변위는 최대주면마찰력을 유발할 수 있을 정도이다. 이 때 지표면 위에서 말뚝에 하중을 가하면 말뚝은 탄성압축하여 지표면에서의 변위가 최대로 된다. 지표면에서의 변위는 말뚝과 흙의 상대변위를 감소시키며 그 결과 말뚝의 주면 마찰력은 최대값이 되나(그림 2 (b)) 상대변위가 너무 작으면 최대값에 도달하지 않을 수도 있다. 그림 3은 압축성 토층에 지지된 말뚝의 경우를 나타내었다. 이 경우 말뚝 전체가 침하하여 최대주면마찰력이 발휘되고 지지층에서는 선단지지력의 일부가 발휘된다. 말뚝이 지지층 바로 위의 성토층에 대하여 하향의 상대변위를 일으키면 성토층은 전 길이에

걸쳐 지지층으로서 작용하게 된다. 그림 3의 (a)와 (b)는 성토층의 압밀초기와 후기단계에서 말뚝체에 작용하는 하향력과 응력의 분포를 나타내고 있다. 앞에서 언급한 바와 같이 하향력은 말뚝과 흙사이의 시간에 따른 상대변위에 의존하므로 전체 하향력의 정확한 계산은 불가능하다고 할 수 있다. 확실한 것은 어떤 시점에서든 성토층 전 길이에 걸쳐 최대주면마찰력이 동시에 일어나지는 않는다는 것이다.

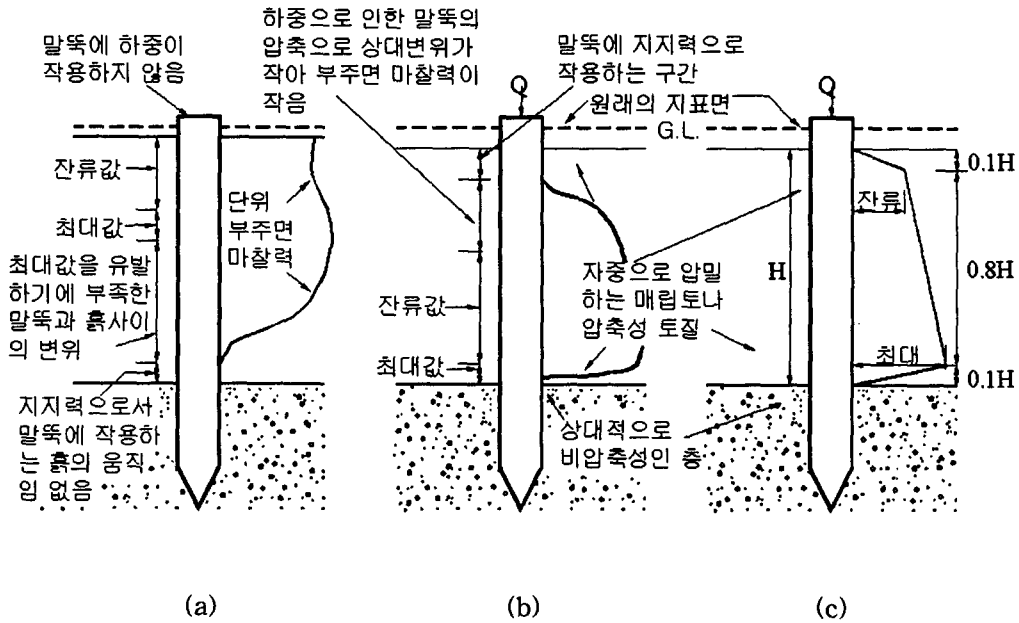


그림 2. 비압축성 지반에 타입된 말뚝에서의 부주면마찰력 (a)초기침하단계 (b)침하종료단계 (c) 설계를 위한 평균선(Tomlinson, 1986).

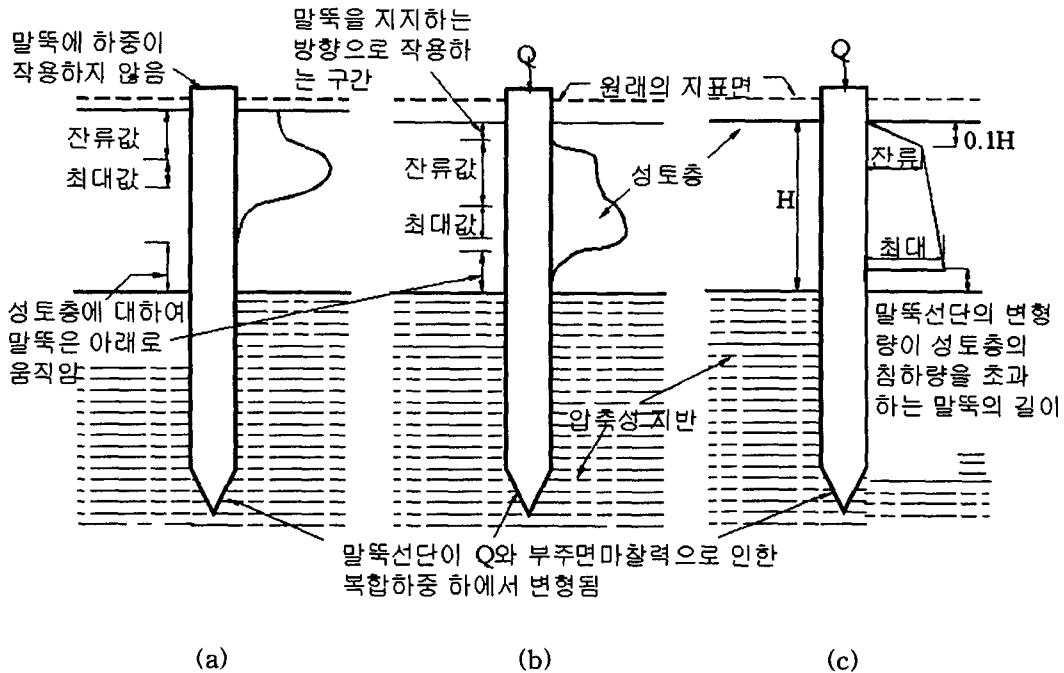


그림 3. 성토층을 관통하여 압축성 지반에 타입된 말뚝에서의 부주면마찰력 (a)초기침하단계 (b)침하종료단계 (c) 설계를 위한 평균선(Tomlinson, 1986).

2.2 부마찰력의 계산

외말뚝에서의 부마찰력은 다음과 같이 계산할 수 있다(Bowles, 1996).

(1) 사질토 지반위의 점성토 성토 (그림 1 (a))

$$Q_n = \int_0^{L_1} \tan \delta \rho \sigma_v' K dz \quad (1)$$

여기서, $\tan \delta$: 흙과 말뚝과의 마찰계수

ρ : 말뚝의 윤변(원형말뚝의 경우 = πD)

K : 토압계수; $K = K_0 = 1 - \sin \phi$

σ_v' : 유효 상재압

위 식은 등가의 단위주면마찰력을 사용하여 α 법보다 신뢰할만한 β 법으로 바꿀 수 있다. 즉

$$Q_n = \int_0^{L_1} r \beta \sigma_v' dz \quad (2)$$

여기서 r : 감소계수로 0.5~1.0

β : $K \tan \delta$

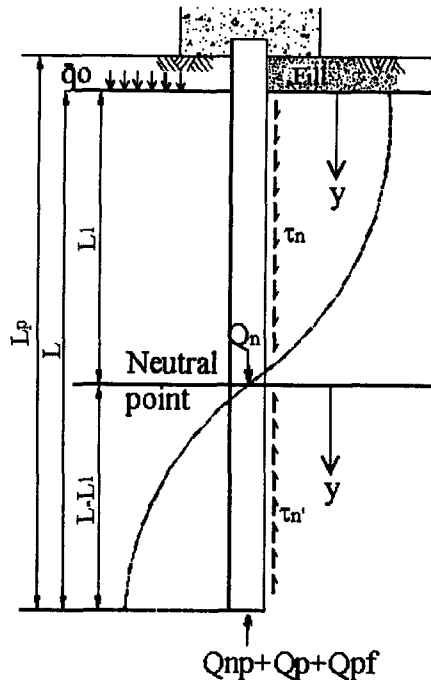


그림 4. 말뚝에 작용하는 부마찰력과 수직방향의 평형을 만족하기 위한 중립점의 위치

(2) 사질토 하부의 점성토. 사질토하단을 원점으로 하면(그림 1 (b))

$$Q_n = \int_0^{L_1} \tan \delta p K \sigma_v' dz \quad (3)$$

중립점의 아래에서 정마찰력(Q_s)이 생긴다면

$$Q_s = \int_{L_1}^L \tan \delta' p \sigma_v' K dz + Q_{np} \quad (4)$$

여기서, Q_{np} 는 선단부에서 부담하는 부마찰력에 해당하는 지지력이며, 유효상재압 $\sigma_v' = \gamma'z + q$, q 는 지표면상의 하중이다. 중립점 상단의 마찰계수와 하단의 마찰계수가 같다면 즉 $\tan \delta = \tan \delta'$ 라면 마찰말뚝(floating pile)의 $Q_{np} \cong 0$ 이므로 식 (3)과 (4)는 적분하여 다음과 같이 놓을 수 있다.

$$\tan \delta p \left(qL_1 + \frac{\gamma' L_1^2}{2} \right) K = \tan \delta p q(L - L_1) K + \tan \delta p \gamma' (L^2 - L_1^2) \frac{K}{2} \quad (5)$$

위 식으로부터 중립점까지의 깊이 L_1 은 아래와 같이 표시된다.

$$L_1 = \frac{L}{L_1} \left(\frac{L}{2} + \frac{\bar{q}}{\gamma'} \right) - \frac{2\bar{q}}{\gamma'} \quad (6)$$

$q = 0$ 이면 위 식은 다음과 같이 간단히 표시된다.

$$L_1 = \frac{L}{\sqrt{2}} = 0.7 L \quad (7)$$

여기서 L 은 유효말뚝길이이며 마찰말뚝인 경우는 전체 길이, 지지말뚝인 경우는 압밀층 하부까지의 길이로서 말뚝의 길이와는 다르다. 중립점의 위치를 보다 정확히 구하고 정량화하기 위한 연구로서 Matyas 와 Santamarina(1994)는 5개의 변수를 구해 계산하는 방식을 제시한 바 있다. 이들의 연구에 의하면 중립점은 말뚝선단으로부터 $L/2$ 과 $L/3$ 사이에 나타나며 설계하중의 상당부분을 선단이 받을 때 선단으로부터 $L/3$ 지점을 적용할 수 있다.

말뚝이 작은 간격으로 타입되었을 경우 부마찰력은 외말뚝의 주면보다는 블록의 윤변에 작용하는 것으로 간주하여 다음의 두 식에 의하여 부마찰력을 구하고 이 중 큰 값을 적용할 수 있을 것이다.

1. 무리말뚝의 부마찰력을 각 외말뚝에서의 부마찰력의 합

$$Q_{n,g} = \sum Q_n \quad (8)$$

2. 블록의 윤변에서의 전단저항과 무리내 블록무게의 합

$$Q_{n,g} = f_s L_1 p_g + \gamma L_1 A \tag{9}$$

여기서, γ : 무리내 깊이 L_1 까지 갇힌 흙의 단위중량

A : 무리말뚝의 윤변 p_g 로 둘러싸인 부분의 면적

f_s : 무리말뚝 윤변에 작용하는 단위면적당 마찰저항력

3. 부마찰력에 대한 설계기준

부마찰력은 정마찰력과 마찬가지로 단위면적당 마찰력과 마찰을 받는 면적의 곱으로 표시된다. 즉

$$Q_n = \sum f_n p \Delta l \tag{10}$$

여기서, f_n 는 단위면적당 부마찰력, p 는 말뚝의 윤변, Δl 은 윤변과 마찰이 고려되는 부분의 길이이며 단위면적당 부마찰력은 비배수점착력을 이용한 α 법 또는 유효상재압을 이용한 β 법이 있다.

(1) 한국의 설계기준(「구조물 기초설계기준」 한국지반공학회, 건설교통부, 1997)

한국지반공학회에서는 중립점의 위치를 부마찰력이 고려되는 부분의 길이 L 의 비로서 안전측으로 아래와 같이 정하고 있다.

- 마찰말뚝이나 불완전지지말뚝의 경우 $L_1 = 0.8L$
- 보통의 모래, 모래·자갈 층에 지지된 경우 $L_1 = 0.9L$
- 암반이나 굳은 지층에 완전지지된 경우 $L_1 = 1.0L$

단위면적당 부마찰력은 아래의 식으로 표시되며 여기서 σ_v' 는 유효상재압, β 는 감소계수로서 표 1에 나타낸 값으로 Garlanger(1973)가 제안하였으며 NAFAC DM-7.2(1982)에서도 적용하고 있다.

$$f_n = \beta \sigma_v' \tag{11}$$

표 34. β 값의 대표치

흙의 종류	β
점토	0.20~0.25
실트	0.25~0.35
모래	0.35~0.50

또한 부마찰력이 작용하는 지반에서 설계허용지지력은 아래의 식으로 계산한다.

$$Q_a = \frac{Q_p + Q_{ps} - Q_{ns}}{F.S} \quad (12)$$

여기서, Q_p : 극한 선단지지력

Q_{ps} : 정면 주면마찰력

Q_{ns} : 부주면마찰력

(2) 일본의 설계기준

일본은 각 기관마다 설계기준을 정하고 있으며 일부기관의 예를 제시하였다.

① 건축기초구조설계규준 · 동해설

$$Q_n = \lambda p \int_0^{L_1} \tau dz \quad (13)$$

λ 값은 말뚝의 선단형상에 의한 계수로서 선단이 열린 말뚝은 닫힌말뚝보다 주면마찰력이 작아짐을 고려하여 설정한 값으로 0.6~1.0의 값을 사용하며 안전측의 값으로 1.0을 사용할 수 있다.

- 폐단 타입말뚝 $\lambda=1.0$
- 선단개방 강관말뚝 $\lambda=0.6$
- 선단개방 타입Conc. 말뚝 $\lambda=0.8$ (직경 600mm 이상)
- 현장타설말뚝 및 매입말뚝 $\lambda=0.6\sim 1.0$

또한 중립점의 깊이는 한국지반공학회와 같으며 단위주면마찰력은

- 점성토
 - $\tau = c_u$
 - $\tau = 0.3 \sigma_v'$ (지반침하에 의한 부마찰력 작용시)
 - $\tau = 0.4 \sigma_v'$ (성토지반일 때)

- 사질토
 - $\tau = 3 + N/5 \text{ (t/m}^2\text{)}$

15m 이상의 압밀층을 관통하여 설치되는 말뚝에 있어서 부마찰력의 검토는 아래의 식에 의한다.

$$(Q + Q_n) / A_p \leq \sigma_a$$

$$Q + Q_n \leq (Q_p + Q_s) / 1.2$$

여기서 σ_a : 말뚝재료의 단기 허용응력

Q : 두부에 작용하는 하중

- Q_p : 선단지지력
- Q_s : 정의 주변마찰력
- Q_n : 부주면마찰력

- ② 항만 「기술기준」
- $(Q_a + Q_n) \leq Q_p/1.2$
 - $(Q_a + Q_n) \leq \sigma_a A_e$

여기서, A_e : 말뚝의 유효단면적

- ③ 철도 「기초표준」

$$Q_n = \sum f_n p \Delta l$$

- 사질토의 경우

$$f_n = \sigma_v' K_o \tan \delta \quad \text{여기서 } \delta = \phi \text{ 로 취함}$$

- 점성토의 경우

$$f_n = q_u/2$$

- ④ 도로교 표준시방서

- 말뚝의 허용하중

$$Q_a = \frac{1}{1.5} (Q_u - W_s') + W_s' - (Q_n + W)$$

여기서, W_s' : 중립점 아래에서 말뚝으로 치환되는 부분의 흙의 유효중량

W : 말뚝 및 말뚝내부의 흙의 유효중량

- 말뚝본체 응력의 검토

$$1.2 (Q + Q_n + W') \leq \sigma_y A_p$$

여기서, W' : 중립점위 부분의 말뚝의 유효중량

σ_y : 말뚝재료의 항복응력

A_p : 말뚝의 유효단면적

- (4) 미 해군시설단 (NAFAC DM-7.2)

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} - Q_n$$

(5) 영국

$$Q_a = \frac{Q_u - Q_n}{F_s}$$

4. 부마찰력에 대한 대책 및 설계 예

4.1 대책공법

부마찰력을 저감하기 위한 방법은 말뚝표면의 마찰을 줄이는 방법, 말뚝을 하향력으로부터 분리시키는 방법, 말뚝의 강성을 증가시켜 부마찰력을 부담케하는 방법과 말뚝간격을 줄여서 말뚝당의 부마찰력을 경감하는 방법 등이 있으며 간략히 설명하면 다음과 같다.

(1) 지지말뚝 방식

말뚝의 두께를 필요에 따라서 부분적으로 증가시키거나 재질을 다르게 하여 말뚝체의 강성을 크게 하여 말뚝 자체가 부마찰력에 충분히 견딜수 있도록 한다. 또한 지반내 관입 심도를 깊게 하여 지반의 선단지지력 및 정마찰력이 크게 얻어질 수 있도록 한다. 이 방법은 지반의 지지력은 충분하나 말뚝재료의 허용응력이 부족한 경우에 효과적으로 사용될 수 있을 것으로 판단되며 소규모 공사이면서 지지층이 확실한 상당부분의 국내공사에 적합한 것으로 생각된다.

(2) 마찰 말뚝 방식

말뚝기초를 마찰말뚝으로 설계하여 지반이 침하함에 따라서 말뚝도 침하하여 말뚝에 부마찰력이 발생되지 않도록 하는 방법이다. 이 방법은 말뚝 자체의 침하량이 커지기 때문에 구조물의 허용침하량 한도 이내에서만 사용이 가능하므로 적용성에 한계가 있으며 아직까지 사용 실적이 극히 적다.

(3) 미끄럼층(slip layer) 말뚝방식

부마찰력이 발생하는 중립점 상부의 말뚝에 Asphalt 역청재를 도포하여 미끄럼층을 형성시켜서 지반이 침하 하더라도 말뚝체에는 마찰력이 적게 걸리도록 하는 방법으로 Bjerrum 등에 의해서 본격적으로 연구되었다. 부마찰력 감소효과의 크기는 30%에서 98%로 연구자들마다 주장이 다르며 대체로 89-90%의 효과를 얻는 것으로 나타났다.

(4) 2중관 말뚝방식

부마찰력이 발생하는 중립점 상부의 구간을 2중관으로 하여 지반의 침하에 의한 마찰력이 외부의 2중관에 작용하게 하여 구조물을 지지하는 말뚝에는 부마찰력이 걸리지 않게 하는 방법이다. 이 방법은 가장 확실한 부마찰력 대책공법이나 말뚝의 길이가 긴 경우 세장비에 의해서 말뚝체가 좌굴을 일으킬 염려가 있으며 공사비가 크게 높아진다는 단점이 있다.

(5) 균말뚝 방식

이 방법은 말뚝의 배치간격을 좁게 하여 균말뚝으로 작용을 시키면 말뚝1개당 받는 부마찰력은 단 말뚝의 경우보다 크게 줄어들게 되는 원리를 이용한 것이다. 그러나 이 방법은 말뚝의 간격이 2.5D(D:말뚝의 직경) 이하인 경우에만 크게 효과를 기대할 수 있으므로 적용에 제한이 따르며, 1개의 기초부에 여러 개의 말뚝이 타설되는 구조물 등에 적용될 수 있을 것이다. 부마찰력 계산절차를 기술하면 다음과 같다.

① 부마찰력 Q_n 을 구한다.

② 등가중량부담반경을 구한다.

$$r_e = \left(\frac{DQ_n}{\gamma_{av}' pL} + \frac{D^2}{4} \right)^{1/2} (m)$$

여기서, D : 말뚝의 직경

γ_{av}' : 중립점까지의 흙의 평균유효단위중량

③ 등가반경을 이용하여 각말뚝의 부담범위를 구한다.

④ $A_{g,i}$ 와 등가반경에 의한 원의 면적 A_s 와의 비 β_i 를 각 말뚝에 대하여 구한다.

⑤ 외말뚝에성의 주면마찰력 Q_n 에 각각의 계수 β_i 를 곱해서 무리말뚝내 부마찰력 $Q_{n,i}$ 를 구한다.

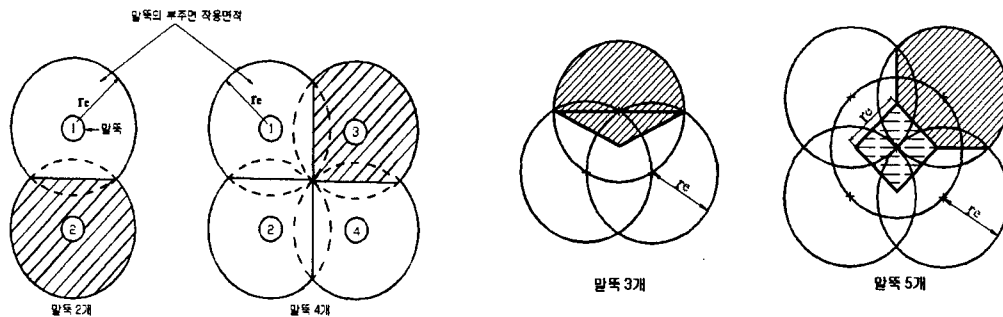


그림 5. 말뚝의 배열에 따른 부마찰력의 부담영역

(6) 단면이 점차 가늘어지는 말뚝

Sawaguchi 등은 부마찰력이 주위지반의 침하에 의해 일어난다는 것에 착안하여 단면이 하단으로 가면서 조금씩 작아지는 형태의 말뚝을 이용하여 부마찰력을 감소시키는 방법을 연구하였다. 모래 지반에서 모형실험을 행한 결과 단면 감소율이 1/1000일 때 50%, 5/1000일 때 80%, 그리고 10/1000일 때 90%의 부마찰력 감소효과를 얻었다.

(7) 전기 삼투성(electro-osmosis)의 이용

지반에 전류를 흐르게 하면 지반내에 간극수가 양극에서 음극쪽으로 이동하게 되는데 이러한 전기 삼투 원리를 이용하여 말뚝 주위의 간극수압을 높여서 마찰력을 제거하는 방법이다. 그러나 이 방법의 실용성 여부는 아직 미확인 상태다. Bjerrum 등은 4암페어의 전류를 흐르게 하였을 때 부마찰력의 감소효과는 50%정도이었으며 만족할만한 효과를 얻기 위해서는 80암페어의 전류가 필요하다고 했다. Bozozuk은 이 방법을 현장에서 시도한 결과 말뚝의 하반부에서 부분적인 효과만을 보았다고 했고, Mitchell은 소성이 매우 높은 지반에서 실험하였는데 성공하지 못했다고 기술하였다. 다만 MIT 대학의 연구팀은

단 6시간만에 부마찰력을 완전히 해소하였다고 주장하였다. 이상에서 나타난 바와 같이 장기간을 요하는 경우에 이 방법은 크게 실용성이 없으나 지반에 타입된 말뚝을 뽑아 낼 때와 같이 일시적으로 마찰력을 제거하는 수단으로는 사용될 수 있을 것이다.

4.2 설계 예

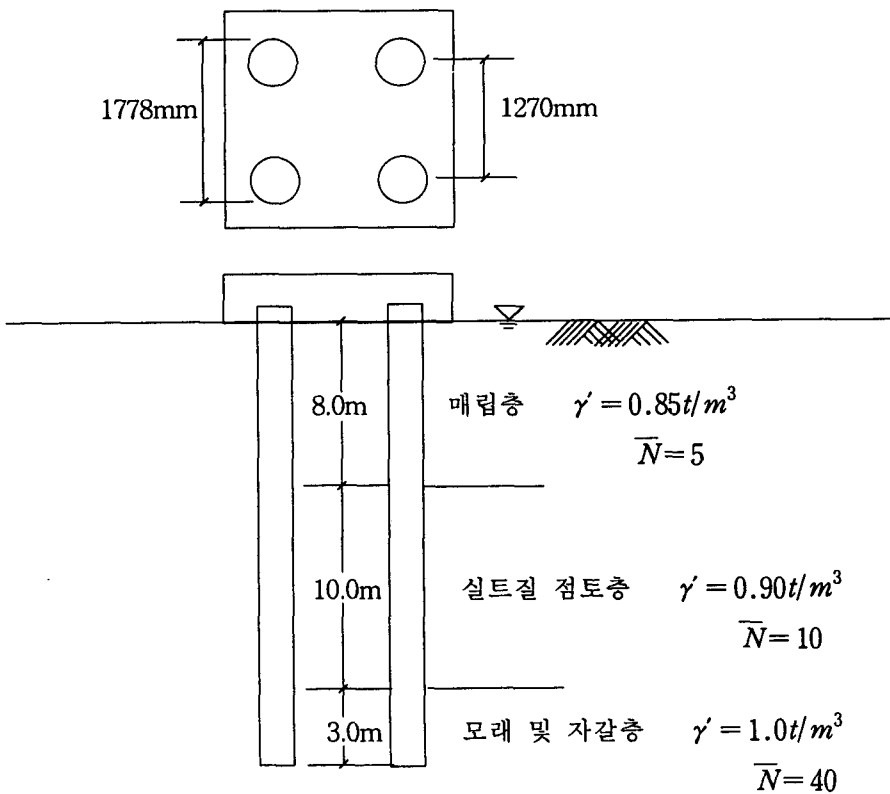
부마찰력이 예상되는 지반에 외경 508mm, 두께 12mm의 선단개방 강관말뚝을 그림과 같이 말뚝직경의 2.5배로 정방형으로 배열하여 타입한다고 할 경우 부마찰력을 검토하라.

(1) 외말뚝에 작용하는 부마찰력, Q_n

중립점의 위치 : $L_1 = 0.9 L$ (모래자갈층에 지지된 경우)

$$L_1 = 0.9 L = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ m}$$

여기서, L은 침하가 고려되는 층의 두께임



말뚝에 작용하는 각층의 부마찰력은

$$\text{점성토의 경우 } \tau = 0.3 \sigma_v$$

$$\text{사질토의 경우 } \tau = 3 + N/S$$

부마찰력은 지반면으로부터 16m까지 발생하는 것으로 계산한다.

표 2. 부마찰력 τ 의 계산

지반면 으로부터 깊이 (m)	지 층	층두께 (m)	단위 면적당 부마찰력				비고
			γ' (t/m^3)	$\Delta \sigma_v'$ (t/m^2)	σ_v' (t/m^2)	$\bar{\tau}$ (t/m^2)	
8.0	매립층	8.0	0.85	6.8	6.8	1.02	$\bar{\tau}$ 는 각층의 평균 값
10.0	실트질 점토층	10.0	0.9	9.0	15.8	3.39	
21.0	모래·자갈층	3.0	1.0	3.0	18.8	11.0→8.0	

$$Q_n = \lambda p \int_{L_1}^0 \tau dz \text{ 로 계산하고 선단개방강관말뚝이므로 } \lambda = 0.6$$

$$p = \pi D = \pi \times 0.508 \approx 1.6 m$$

따라서 중립층까지의 부마찰력은

$$Q_n = 0.6 \times 1.6 \times (1.02 \times 8.0 + 3.39 \times 8.0) = 33.9 t/\text{개}$$

중립점으로부터 모래·자갈층까지의 정마찰력을 계산하면

$$Q_{s1} = 1.6 \times 2.0 \times 3.39 = 10.8 t/\text{개}$$

(2) 무리말뚝내의 외말뚝에 작용하는 부마찰력

- 등가중량 부담반경 r_e 를 구한다

$$r_{av}' = 0.87 t/m_3$$

$$r_e = \left(\frac{D Q_n}{r_{av}' p L_1} + \frac{D^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= \left(\frac{0.508 \times 33.9}{0.87 \times 1.6 \times 16} + \frac{0.508^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\approx 0.92 m \rightarrow 0.9 m$$

등가반경에 대한 원의 면적 A_s 는

$$A_s = 3.14 \times 0.9^2 = 2.54 m^2$$

따라서 4개 말뚝의 경우에 한 개 말뚝이 부담하는 단면적은(그림 5)

$$A_{s4} = 2.08 m^2$$

$$\beta_4 = 2.08 / 2.54 = 0.82 \text{ 이다.}$$

그러므로, $Q_{n,i} = 0.82 \times 33.9 = 27.8 \text{ t/개}$

따라서 무리말뚝으로 배열함으로 인하여 부마찰력은 말뚝 한 개당 (33.9 - 27.8 =) 6.1 t 의 저감효과가 있으며 허용지지력은 여기에서 다루지 않았으나 말뚝체에 작용하는 응력과 무리말뚝 효과를 고려한 감소계수를 고려하여 종합적으로 검토하여야 한다.

5. 결 론

부마찰력은 말뚝과 주변지반의 상대변위에 따라 일어나는 것으로서 경우에 따라서는 말뚝체의 파괴를 유발할 수도 있다. 따라서 부주면마찰력의 검토를 위해서는 부주면마찰 발생여부를 침하량과 결부시켜 확인하고 부주면마찰력의 감소를 위해서는 시공성과 경제성을 고려하여 적절한 방법을 선택하여야 할 것이다.

참고문헌

1. 건설교통부(1997), 구조물 기초구조 설계기준, pp. 174-176.
2. 日本建築學會編(1988), 建築基礎構造設計指針, pp.282-297.
3. 日本土質工學會(1982), 抗基礎の調査・設計から施工まで, pp.133-136.
4. 일본토질공학회(1985), 抗基礎의 設計と その解説 .
5. Bjerrum, L., Johannesson, I.J. and Eide, O.(1969), "Reduction of Skin Friction of Steel Piles to Rock", Proc. 7th ICSMFE, Vol. 2, pp.27-34.
6. Bowles, J.E.(1996), Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 5th ed., pp.1029-1033.
7. De Cock F. and Legrand C.(1997), Design of axially loaded piles - European practice
8. Inoue, Y.,(1980) "Behavior of Negative Skin Friction on Steel Pipe pile Driven in Alluvial Deposits", Proc. of the "Recent Developments in the Design and Construction of Piles", The Institution of Civil Engineers, London, pp. 237-244.
9. Matyas, E. L. and Santamarina, J. C.(1994), "Negative Skin Friction and the Neutral Plane", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 591-603.
10. Vesic, A.S.(1977), "Design of Pile Foundation", TRB, National Cooperative Highway, Res. Program, Synthesis of Highway Practice, Washington D.C., No.42.
11. Tomlinson, M. J.(1986), Foundation Design and Construction, Longman Scientific and Technical, pp.431-434.