

**부주면마찰력을 고려한 말뚝의 설계지지력 산정**  
**Evaluation of Working Load on Piles Considering**  
**Negative Skin Friction**

1. 서론
2. 부주면마찰력 산정 및 각국 설계기준
3. 부주면마찰력을 고려한 안전율
4. 부주면 마찰력 감소공법
5. 결론

정상섭

Sang-Seom Jeong

연세대학교 사회환경시스템공학부 토목전공 부교수

Associate Professor, School of Civil and Environmental Engineering,  
Yonsei Univ.

# 부주면마찰력을 고려한 말뚝의 설계지지력 산정

## Evaluation of Working Load on Piles Considering Negative Skin Friction

정상섭<sup>1)</sup>, Sang-Seom Jeong

<sup>1)</sup> 연세대학교 공과대학 사회환경시스템공학부 토목전공 부교수  
Associate Professor, School of Civil and Environmental Engineering, Yonsei University

### 개요(SYNOPSIS)

A summary of the various techniques available to calculate negative skin frictions on piles is presented. In light of all these existing techniques, a simple method is recommended to calculate the negative friction based on strength of pile material, bearing capacity and pile settlement. An example is worked out and the results of a numerical analysis are highlighted.

**Key Words** : Negative Skin Friction, Piles, Simple Method, Numerical Analysis

### 1. 서론

점토층이나 최근에 성토나 매립한 압축성이 큰 지반에 시공한 말뚝기초에서는 말뚝이 관통하는 주변 지반이 말뚝보다 상대적으로 많이 침하함으로써, 발생하는 마찰력은 정상적인 말뚝기초와 달리 말뚝에 부가적인 하중으로 작용하게 된다. 이 때의 마찰력은 일반적인 정마찰력의 상대개념으로서 부주면마찰력(negative skin friction)이라 하며 이로 인한 하중을 하향력(downdrag force)이라 한다. 말뚝의 부마찰력을 유발하는 지반의 침하로는 압축성 토층위에 상재하중이 가해지는 경우, 지반자체의 무게로 인한 자중압밀, 지하수위의 하강, 동결융해의 해빙, 이 밖에도 항타로 인하여 주변 흩이 교란되어 압축성이 커지고 말뚝 주위에 과잉간극수압의 유발 등으로 발생하게 된다.

정마찰력이 발생하는 일반적인 말뚝기초에서의 침하량은 보통 크지 않으나 부마찰력이 작용하는 경우의 침하는 정마찰력이 작용하는 경우보다 크거나 때로 매우 크다. 보고된 자료에 의하면 하향력이 교대(Garlanger, 1974)와 건물(Brand와 Luangdilok, 1975)에 과도한 변위를 일으켜 손상을 준 사례가 있고, 현장실험(Bozozuk, 1972)에 의하면 하향력이 약 920 ton 까지 발생하는 경우가 있었다. 그외 하향력은 성토시(Johannessen과 Bjerrum, 1965)나, 계속적인 지하수위 하강시(Girault, 1969) 말뚝기초 설계의 문제점으로 인식되어 왔다. 지반공학적 측면에서 볼 때 예상밖의 하향력은 말뚝자체의 구조적 파괴, 지반층의 지지력 파괴 또는 말뚝에 과도한 침하를 발생하게 된다. 그 결과 말뚝의 지지력 및 침하량 산정은 하향력이 발생하는 경우 매우 중요하고 이는 경우에 따라서 말뚝상단에 위치하는 구조물의 크기를 결정한다. 이에 본고에서는 기존의 부주면마찰력 산정방법들에 대해 살펴보고 실제 사례를 선정하여 부주면마찰력을 고려한 설계지지력을 산정하고자 한다.

## 2. 부주면마찰력 산정 및 각국 설계기준

### 2.1 부주면마찰력 산정방법

말뚝의 부마찰력 산정을 위한 적절한 해석방법으로는 최대전단강도법(maximum friction method), 탄성 또는 탄소성 해석법(elastic or elastoplastic method), 하중전달곡선을 이용한 방법(load transfer curve method) 등을 들 수 있다.

#### 2.1.1 최대 전단강도법

이 방법의 경우, 말뚝을 따라 발생하는 전단응력은 지반과 말뚝 간의 전단변형률의 함수이며, 이때 전단응력의 최대값은 지표면에서 중립점까지 발생하는 전단강도와 같다고 가정한다. 여기서 전단강도는 실내실험 또는 현장시험을 통해 결정되는데 이때 발생하는 주면마찰력을 비배수 전단강도( $\alpha \cdot S_u$ ) 나 또는 유효응력( $\beta \cdot \sigma_v'$ )으로부터 해석하는 방법이다.  $\alpha$  계수법은(Terzaghi & Peck, 1948, 1967; Broms, 1969; Buisson, Ahu & Habib, 1960; Verruijt, 1969)은  $f = \alpha \cdot S_u$  로 산정된다. 여기서  $\alpha$  값은 말뚝의 재질과 점토의 비배수 강도  $S_u$ 에 따라 변한다. 따라서 이 방법은 오직 점토와 점토질 실트의 단기거동 해석에 적용 가능하다. 그림 2.1은  $\alpha$ 에 대한 추천값들을 제시하고 있다. 정 마찰력이 발생하는 경우에는 작은  $\alpha$  값을 쓰는 것이 안전측이고, 부마찰력이 발생하는 경우에는 큰  $\alpha$  값을 쓰는 것이 안전측이다.

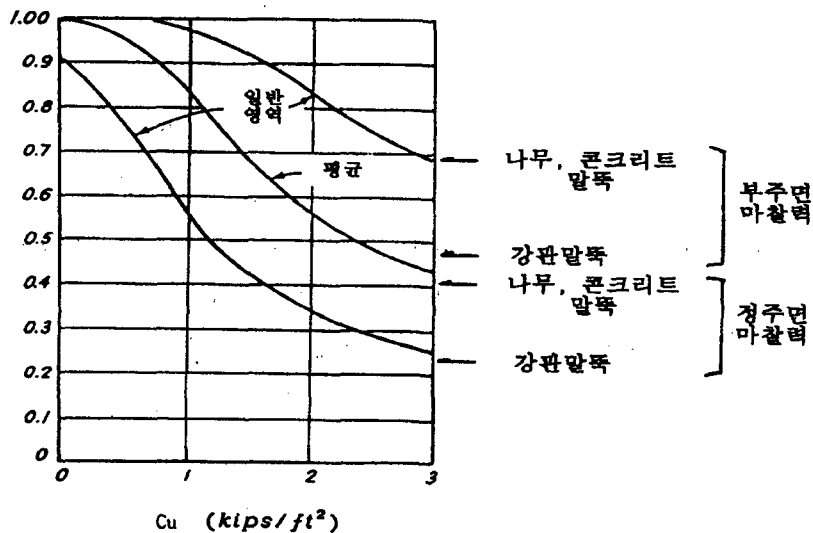


그림 2.1  $\alpha$ 의 추천값(Hanson & Thornburn, 1973)

이 방법은 실제 측정된 지반침하량과 재하시험 결과를 토대로 부마찰력을 산정하는데 그림 2.2에 나타난 바와 같이 중립점위에서는 하향력으로, 중립점 아래에선 말뚝의 지지력의 일부로 전단강도가 모두 발현된다는 가정하에 말뚝의 평형상태를 고려하도록 되어있다.

$\beta$  계수법(Zeevaert, 1959, 1973; Johannessen과 Bjerrum, 1965; Meyerhof, 1976; Bozozuk, 1972; Garlanger, 1978; Combarieu, 1895; Briaud, 1989)은 관입된 말뚝의 단위면적당 최대 부마찰력  $f = \beta \cdot \sigma'_v$  로 계산된다. 여기서,  $\sigma'_v$  은 임의의 깊이  $z$ 에서의 유효수직응력을 나타내고  $\beta$ 는 일반적으로 0.2~0.5 (표 2.1 참조)값을 갖는다.

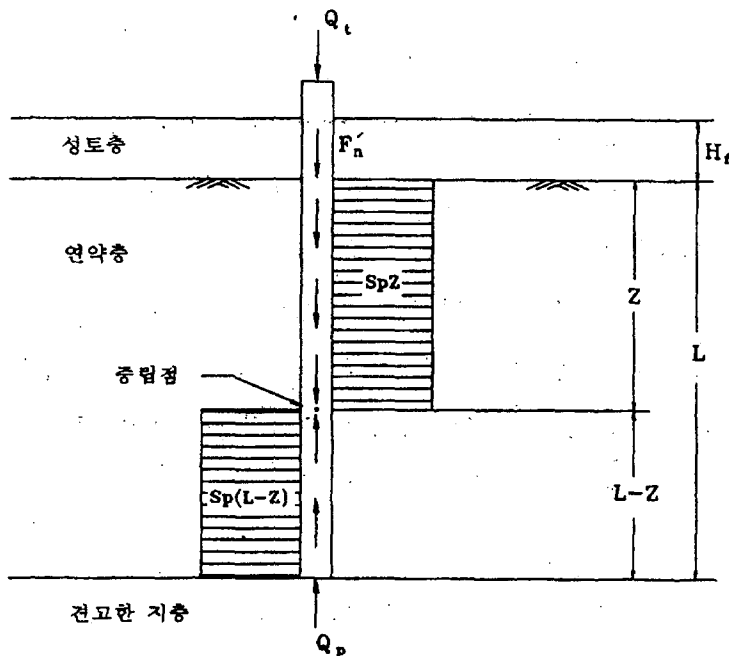


그림 2.2 부마찰력에 대한 Ahu의 모델(Buisson, Ahu & Habib, 1960)

표 2.1 추천  $\beta$  값

$\beta$	지반조건	제안자
0.2 ~ 0.25	점토	Lambe, Garlanger, Leifer, 1974
0.25 ~ 0.30	실트	Lambe, Garlanger, Leifer, 1974
0.30 ~ 0.35	모래	Lambe, Garlanger, Leifer, 1974
0.2	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Johannessen, Bjerrum, 1965
0.18 ~ 0.23	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Bjerrum, Johannessen, Eide, 1969
0.25 ~ 0.26	실트질에 가까운 Norwegian 해상점토	Bjerrum, Johannessen, Eide, 1969
0.20 ~ 0.35	매우 연약한 실트질 점토	Endo 등, 1969

그의 현장시험을 통하여 각 토체에 작용하는 유효수직응력으로부터 부마찰력을 구할 수 있는 관계곡선(Baligh & Vivatrat, 1981)을 사용하여 부마찰력을 산정할 수 있다.(그림 2.3 참조) 일반적으로  $\beta$  방법은  $\alpha$  방법과 달리 점성토나 사질토의 장기해석에 주로 사용된다. 이 방법도 부마찰력이 지표면에서 중립점까지 완전히 발현된다고 가정한다.

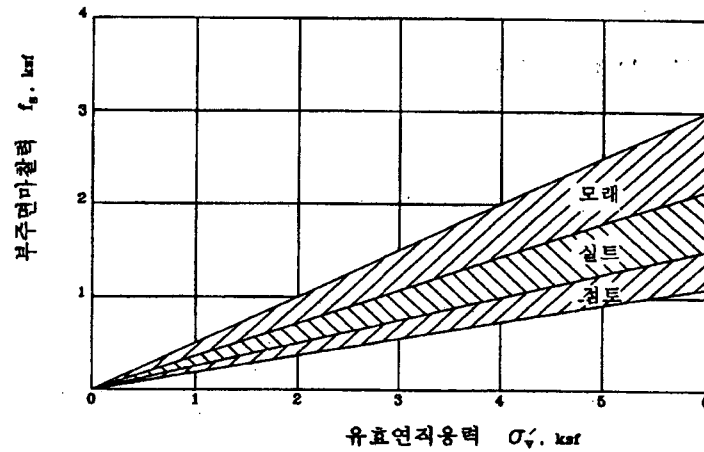


그림 2.3 유효수직응력에 의한 부마찰력(Baligh & Vivatrat, 1981)

### 2.1.2 탄성·탄소성 해석법

이 방법은 관입된 지반의 전단강도를 고려하지 않고 말뚝과 주변지반을 연속된 일련의 탄성 또는 탄소성매질로 가정하여 Mindlin의 공식을 이용하거나 유한요소해석을 통하여 주변마찰력을 계산한다. 이 방법을 적용한 대표적인 연구로 Salas와 Belzunce(1965)는 말뚝주면을 따라 slip이 발생하지 않는 단독 말뚝의 부마찰력을 해석할 때 Mindlin의 공식을 사용하여, 마찰말뚝과 선단지지말뚝에 대한 해법을 제시하였다. Poulos와 Davis(1978)도 역시 Mindlin공식을 사용하였고, 말뚝주면을 따른 마찰을 고려하는 수치해석법을 제안하였다.

### 2.1.3 하중전달함수 해석법

하중전달곡선을 이용한 방법으로 지반을 말뚝의 변위에 따른 일련의 하중전달 곡선으로 나타내어 유한차분법 등을 이용하여 말뚝과 주변지반의 상대적인 변위를 고려하여 미분방정식을 풀어 계산한다. 대표적으로 1984년 Alonso 등은 말뚝의 하중과 변형의 관계를 하중전달곡선(shear load transfer)을 사용하여 부마찰력을 계산하였다.

## 2.2 각국 설계기준

부마찰력을 고려할 경우의 각국의 설계기준을 살펴보면 다음과 같다.

### 1) 구조물기초 설계기준(한국)

① 중립층의 위치(압밀층의 두께=H)

- 마찰말뚝이나 불완전지지말뚝의 경우 : 0.8H
- 보통 모래나 모래자갈층에 지지된 경우 : 0.9H
- 암반이나 굳은 지층에 완전 지지된 경우 : 1.0H

② 부마찰력에 대한 안전율은 보통 1.0을 사용

③ 단독말뚝에 작용하는 부마찰력,  $F_n$

$$F_n = f_n \cdot A_{ns} = \beta \cdot \sigma_v' \cdot A_{ns} \quad (2.1)$$

여기서,  $A_{ns}$  : 부마찰력이 작용하는 말뚝 주면면적

$\beta$  : 마찰계수(점토에서는 0.2~0.25, 실트에서는 0.25~0.35, 모래에서는 0.35~ 0.5)

$\sigma_v'$  : 부마찰력 산정 위치에 작용하는 유효상재압력

④ 설계허용지지력

$$Q_a = \frac{Q_p + Q_{ps} - Q_{ns}}{F.S.} \quad (2.2)$$

여기서,  $Q_a$  : 극한선단지지력

$Q_{ps}$  : 양의 주면마찰력

$Q_{ns}$  : 부주면마찰력

F.S. : 안전율 (극한지지력 : 0.3  
항복지지력 : 0.2)

⑤ 군말뚝에 작용하는 부마찰력,  $F_n$

$$F_n = B \cdot L (\gamma_1' D_1 + \gamma_2' D_2) \quad (2.3)$$

여기서, B : 군말뚝의 폭

L : 말뚝의 길이

$\gamma_1'$ ,  $\gamma_2'$  : 성토층과 압밀토층의 유효단위중량

$D_1$ ,  $D_2$  : 성토층의 두께와 중립점위의 압밀토층 두께

2) BS code(영국)

단독말뚝에 작용하는 부마찰력에 대해 다음 공식을 제안하였다.

$$F_n = f_n \cdot A_{ns} = c_r \cdot A_{ns} \quad (2.4)$$

여기서,  $F_n$  : 말뚝의 부마찰력

$c_r$  : 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력

### 3) 건축기초구조 설계지침(일본)

일본의 건축기초구조 설계기준(Clause 30)에 규정한 부마찰력 계산은 다음의 공식을 사용한다.

$$(Q_t + F_n) / A_t \leq sf \quad (2.5)$$

$$Q_t + F_n \leq (R_{up} + R_F) / 1.2 \quad (2.6)$$

여기서,  $Q_t$  : 말뚝두부에 가해지는 장기하중(ton)

$F_n$  : 부마찰력에 의해 발생하는 중립점에서 최대 축하중(ton)

$A_t$  : 말뚝의 단면적( $\text{cm}^2$ )

$sf$  : 말뚝재료의 단기 허용응력( $\text{ton}/\text{cm}^2$ )

$R_{up}$  : 말뚝의 극한 선단지지력(ton)

$R_F$  : 말뚝에 작용하는 정 주면마찰력(ton)

단독말뚝에 대한  $F_n$ 과  $R_F$ 를 구하기 위하여 다음식을 사용한다.

$$F_n = \lambda \phi_c \int_0^{L_n} \tau dz \quad (2.7)$$

$$R_F = \lambda \phi_c \int_{L_n}^L \tau dz \quad (2.8)$$

여기서,  $\lambda$  : 말뚝선단 조건에 따른 계수(폐단 타입말뚝은 1.0, 개단 타입말뚝은 0.6)

$\phi_c$  : 말뚝의 주면장(m)

$\tau$  : 주면마찰력( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$L_n$  : 지표면에서 중립점까지의 거리(m)

$L$  : 말뚝근입길이(m)

중립점까지의 거리  $L_n$ 에 대해 시방서는 다음과 같이 추천하고 있다.

마찰말뚝 또는 불완전 지지말뚝( $N \leq 20$ )의 경우,

$$L_n = 0.8 L_a \quad (\text{m}) \quad (2.9)$$

여기서,  $L_a$  : 마찰말뚝의 경우에는 전체근입길이를, 불완전 지지말뚝에 대해서는 압밀층 하단까지의 깊이

모래층 또는 모래-자갈층에 관입된 지지말뚝의 경우,

$$L_n = 0.9 L_a \quad (\text{m}) \quad (2.10)$$

이고, 굳은 점토층에 관입된 지지말뚝의 경우,

$$L_n = 1.0 L_a \quad (\text{m}) \quad (2.11)$$

이다.

#### 4) GEO(홍콩)

실작용하중에 의한 말뚝의 침하량이 작은 경우 (즉, 암반에 근입된 대구경 단주)

$$Q_a = \frac{Q_u}{F_s} - F_n \quad (2.12)$$

여기서,  $Q_u$  : 중립점이하의 극한지지력

$F_n$  : 부주면마찰력

실작용하중에 의하여 말뚝의 힘차량이 어느 정도 있는 경우

$$Q_a = \frac{Q_u - F_n}{F_s} \quad (2.13)$$

#### 5) 벨기에

$$Q_a = \frac{Q_b - F_n}{2.0} + \frac{Q_{s(+)}}{3.0} \quad (2.14)$$

여기서,  $Q_{s(+)}$  = 중립점이하의 정주면 마찰력

#### 6) 도로교표준시방서(일본)

$$Q_s = \frac{1}{1.5}(Q_u - W_s') + W_s' - (F_n + W) \quad (2.15)$$

여기서,  $Q_u$  : 중립점이하의 극한지지력

$F_n$  : 부주면 마찰력

$W_s'$  : 중립점보다 아래의 말뚝으로 치환되는 부분의 흙의 유효중량

$W$  : 말뚝 및 말뚝 내부의 흙의 유효중량

위의 모든 경우에 대하여 말뚝 본체응력의 검토도 수반되어야 하는데 「도로교표준시방서」 상에서는 아래와 같이 규정하고 있다.

$$1.2 \times (P_0 + F_n + W') \leq \sigma_y A_t \quad (2.16)$$

여기서,  $P_0$  : 말뚝두부에 가해진 사하중

$F_n$  : 부주면마찰력

$W'$  : 중립점보다 위쪽 부분의 말뚝의 유효중량

$\sigma_y$  : 말뚝재료의 항복응력

$A_t$  : 조사단면에서의 말뚝의 순단면적



### 3. 부주면마찰력을 고려한 안전율

#### 3.1 안전율

부마찰력에 의하여 발생하는 하향력은 말뚝의 지지력에 관한 문제라기 보다는 침하문제이다. 즉, 말뚝의 극한지지력은 하향력의 유무에 관계없이 일정하나 말뚝과 주면지반간의 상대적인 변위차로 인하여 말뚝에 작용하는 최대하중의 작용위치는 하향력에 의해 영향을 받게 된다(정상섬, 1996). 하향력이 없을 때 최대하중은 말뚝상단에 위치하고 말뚝두부에 작용된 하중과 같게 된다. 그러나 하향력이 존재하면 최대하중은 중립점에 위치하고 말뚝두부에 작용된 하중에 부마찰력을 더한 값과 같게된다. 따라서 말뚝이 부마찰력에 대해서 파괴될 가능성은 항상 중립점 부근에서 확인하여야 되며 무엇보다도 중립점 산정이 선행되어야 한다. 그 결과 단독말뚝에 부마찰력 작용시 다음과 같은 3가지 안전율(factor of safety)이 동시에 고려되어야 한다.

#### 1) 말뚝재료의 구조적 파괴에 대한 안전율, $F_1$

$$F_1 \times (Q_t + F_n) \leq \sigma_y A_p \quad (3.1)$$

여기서,  $Q_t + F_n$  : 말뚝에 작용하는 상부사하중 + 부마찰력

$\sigma_y$  : 말뚝재료의 항복응력

$A_p$  : 말뚝의 순단면적

$F_1$ 의 경우 국내 도로교표준시방서에는 1.2, 일본 건축구조 설계기준에는 1.0, 캐나다 기초 매뉴얼에는 1.5, 미국의 NCHRP 설계 및 시공지침서(1996)에는 하중-저항계수(하중계수:1.4, 강도감소계수:0.8)를 도입하여 강관일때는 1.65를 적용하고 있다. 여기서 말뚝에 작용하는 상부하중으로는 부마찰력과 장기사하중(일시적인 활하중은 고려할 필요가 없음)만이 고려되어야 한다. 정확한 지반의 강도 및 중립축 산정이 뒷받침 될 경우에는  $F_1 = 1.0$ 을 적용하여도 무방하나 지반물성에 대한 불확실성과 항타시공 관입성이 고려되고 있지 않는 국내 말뚝설계 현황에 비추어 볼 때  $F_1 = 1.5$ 를 제안한다.

#### 2) 지반의 지지력 파괴에 대한 안전율, $F_2$

$$F_2 \times (Q_t + F_n) \leq (Q_{pu} + F_{pu}) \quad (3.2)$$

여기서  $Q_{pu}$  : 극한 선단 지지력

$F_{pu}$  : 중립면 아래 작용하는 극한 정주면마찰력

$Q_t$  : 말뚝 두부에 작용하는 장기 사하중

$F_n$  : 중립면에 작용하는 하향력

$F_2$ 에 대한 값으로 일본 건축구조 설계기준에는 1.2, 캐나다 기초 매뉴얼에는 2.0 이상, 미국의 NCHRP 설계 및 시공지침서에는 하중-저항계수(하중계수:1.4, 강도감소계수:0.9)를 도입하여 강관일때는 1.55를 적용하고 있다. 반면에 국내의 경우는 허용하중( $Q_a$ ) 개념을 사용하여 「도로교표준시방서」에서

는 1.5, 「구조물기초설계기준」에서는 3.0을 사용하고 있으나 기본개념에 있어서 허용하중상태에서 부마찰력을 빼주는 것 ( $Q_u/F_s - F_n$ )은 너무 과대 설계라 판단되며 따라서 식 (3.2)를 적용하되 정재하나 동재하 시험에 의하여  $Q_u$  산정시에는  $F_2 = 1.2$ 를, 단순히 산정이론식을 사용할 경우에는  $F_2 = 2.0$  이상을 제안한다.

### 3) 허용침하량 규정

한편 부마찰력 작용시 소정의 안전율( $F_1, F_2$ )이 산정되었다하더라도 하향력이 작용할 경우 말뚝침하량은 하향력이 작용하지 않을시에 비하여 크게 나타난다. 따라서 하향력이 없는 일반적인 경우, 말뚝의 허용하중은 지반의 지지력 파괴에 의하여 지배되거나 하향력이 작용할 경우에 말뚝의 허용하중은 대부분 말뚝의 허용침하량에 의하여 지배된다. 허용침하량으로는 Terzaghi-Peck의 25.4 mm, Tomlinson의 말뚝직경의 10%를 적용하나 그 외 상부구조물이 허용할 수 있는 침하량 이내로 말뚝의 침하가 발생하는지 검토가 필요하다.

## 3.2 부주면마찰력 산정 예

연약지반을 통과하는 ○○○항만 진입도로의 교각기초에 대한 부마찰력의 발생 유·무에 따른 설계지지력을 검토하였다.

부마찰력을 고려한 정확한 설계지지력 산정을 위해서는 전술한 바와 같이 해석 시 중립점 산정이 선행되어야 한다. 중립점(neutral point)은 말뚝의 침하량과 지반의 침하량이 같아지는 지점이므로 상부하중에 따른 말뚝의 침하량을 산정한 후 지반의 침하량과 비교하여 같아질 때까지 반복적으로 해석을 수행하는 것이 필요하다. 이러한 해석은 수계산으로는 상당한 반복계산이 요구되므로 본 과업에서는 전산 프로그램을 이용하여 수행하였다.

본 과업에서 사용한 전산 프로그램(PILENEG)은 부마찰력을 받고 있는 수직하중하의 말뚝을 해석하는 프로그램으로 말뚝의 정역학적 평형방정식과 말뚝과 지반의 상대변위에 대한 적합방정식에 이론적 기반을 두고 있다. 이 프로그램은 말뚝과 지반사이에 상대변위가 있다면 말뚝과 지반사이에 마찰만 존재하는 것으로 가정하여 중립점 위에서 마찰력은 하향으로 작용하여 말뚝에 작용하는 하중에 더해지며 중립점 아래에서는 마찰력이 상향으로 작용하여 말뚝을 지지하는 역할을 하게 된다. 각 지점의 저항력은 탄소성 모델을 따르는 것으로 가정하며 말뚝두부에 작용하는 하중의 크기, 말뚝의 단면적, 말뚝선단의 지지면적, 말뚝의 탄성계수, 말뚝의 근입깊이, 말뚝과 지반의 깊이에 따른 전단강도와 침하량, 그리고 말뚝선단 지반의 포아송비와 한계지지력 등을 고려하도록 되어있다.

### 3.2.1 PILENEG의 이론적 배경

#### 1) 정역학적 평형방정식

부마찰력을 고려한 말뚝의 수직방향의 정역학적 평형을 고려하되 말뚝두부에 작용하는 하중을  $Q_t$ , 근입층의 상부에서 중립점까지의 부마찰력을  $F_n$ , 중립점에서 말뚝선단까지의 정마찰력을  $F_p$ , 그리고 말뚝선단에서의 지지력을  $Q_p$ 라 하여 평형방정식을 다음과 같이 구성하였다.

$$Q_t + F_n = F_p + Q_p \quad (3.3)$$

말뚝선단의 저항력을 계산하기 위하여 탄소성모델(그림 3.1참조)을 적용하였으며 탄성한계 변위를 다음과 같이 산정하였다.

$$w_{\text{punch}} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{Q_p D}{AE_s} \quad (3.4)$$

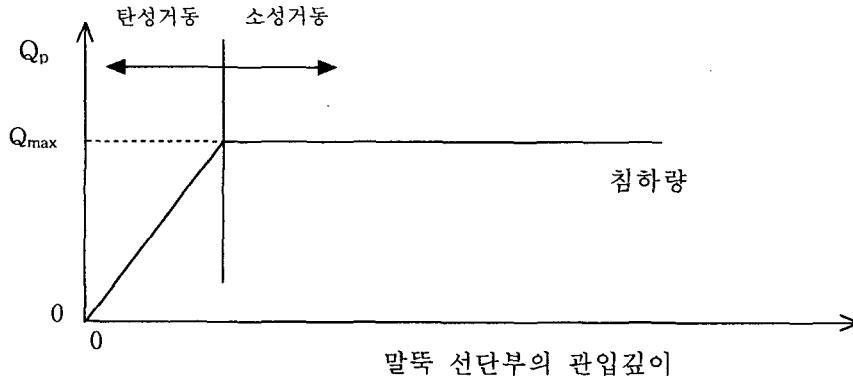


그림 3.1 말뚝 선단의 하중-변위 곡선

여기서,  $w_{\text{punch}}$ 는 말뚝선단의 변위이고  $A$ 는 말뚝선단의 단면적,  $D$ 는 말뚝의 직경,  $E_s$ 는 지반의 탄성계수, 그리고  $\nu$ 는 포아송비이다. 말뚝의 선단지지력은 한계값  $Q_{\text{max}}$ 를 가진다. 그러나  $Q_{\text{max}}$ 를 초과하는 선단하중 작용시는 말뚝선단은 식 (3.3)을 만족할 때까지 소성변형을 일으키도록 되어 있다.

## 2) 말뚝-지반 상대변위의 적합방정식

식 (3.3)을 만족하기 위해서는 중립점까지의 깊이  $z$ 를 알아야 한다. 이러한 중립점은 말뚝의 변위,  $w_p$ 가 그 주위 지반의 침하,  $w_s$ 와 같아지는 지점을 의미한다.

$$w_p @ z = z = w_s @ z = z \quad (3.5)$$

이 중립점의 위치는 지반과 말뚝의 침하량을 비교함으로써 산정된다. 지반의 침하량은 압밀이론을 적용하였으며 말뚝의 침하량은 중립점의 위치에 따라 계산하였다. 이때 중립점으로 가정한 한 점의 변위에 대한 적합방정식은 다음과 같다.

$$w_p @ z = z = w_s @ z = L + w_{\text{punch}} + w_{\text{elastic}} \quad (3.6)$$

여기서,  $w_s @ z = z$ 은 지반의 침하주상도에서  $z=L$ 인 지점의 침하,  $w_{\text{punch}}$ 는 식 (3.4)에 의해 계산되어지며,  $w_{\text{elastic}}$ 은 가정된 중립점과 말뚝선단사이의 탄성압축량이며 다음과 같다.

$$w_{\text{elastic}} = (Q_p + \frac{1}{2} F_p) \frac{L-z}{AE} \quad (3.7)$$

중립점의 위치는 그림 3.2에서 말뚝의 변위포락선과 지반의 침하량과의 교점으로 나타내어진다.

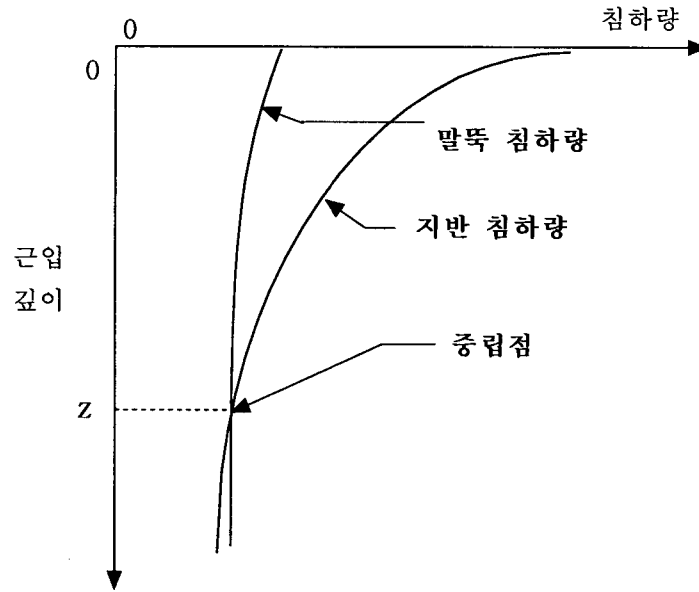


그림 3.2 중립점의 위치 결정

### 3) 입력 자료

부마찰력을 고려한 말뚝의 지지력 및 침하량 산정을 위해 필요한 입력값으로 말뚝물성, 지반물성 및 지반침하량에 관한 자료가 필요하다.

#### ① 말뚝의 물성

말뚝의 물성치로는 말뚝의 단면적, 말뚝의 윤변길이, 근입심도 및 말뚝의 탄성계수를 산정한다.

#### ② 지반의 물성

지반의 물성은 말뚝 근입깊이별 극한주면마찰력과 말뚝선단부의 물성치가 필요하다. 극한주면마찰력은 사질토에서는  $\beta$  계수법을, 점성토에서는 단기해석시  $\alpha$  계수법, 장기해석시  $\beta$  계수법을 사용한다. 선단부 지반 물성치로는 선단지반의 탄성계수, 포아송비 및 극한선단지지력이 필요하다.

#### ③ 지반의 침하량 자료

부마찰력의 발생시 중립점 산정을 위해 지반의 깊이별 침하량 자료가 필요하다.

### 3.2.2 해석대상 말뚝 및 지반조건

본 해석대상 교각기초는 N치가 10미만 구간을 대략 40m 관통하여 풍화암 또는 연암에 선단지지되는 전형적인 부마찰력 발생가능성이 매우 높은 경우로 말뚝과 지반조건은 그림 3.3과 같다.

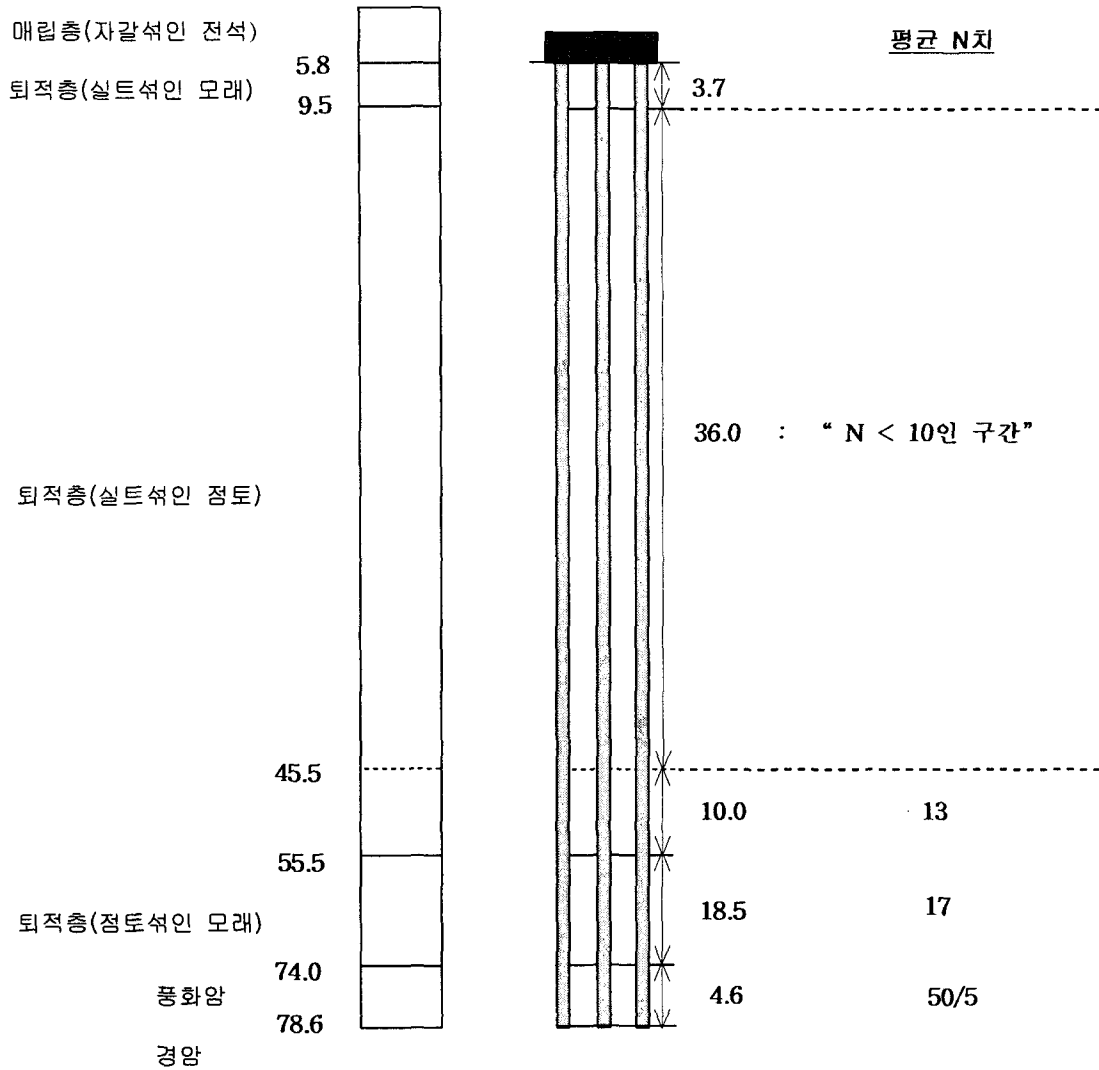


그림 3.3 기초말뚝과 지반조건

1) 현장타설말뚝의 물성

말뚝은 직경 800mm의 현장타설말뚝이며, 말뚝의 탄성계수는 25,000,000 kN/m<sup>2</sup>, 예상근입심도는 72.8m로 하여 해석을 수행하였다. 적용한 말뚝의 물성은 표 3.1과 같다.

표 3.1 말뚝의 물성

단면적 (m <sup>2</sup> )	말뚝 유효 길이 (m)	근입심도 (m)	탄성계수 (kN/m <sup>2</sup> )
3.14	6.28	72.8	25,000,000

2) 지반 물성

말뚝의 근입깊이별 극한주면마찰력과 말뚝 선단부의 물성치 및 말뚝 주변의 지반침하량을 산정하였다.

① 극한주면마찰력

극한주면마찰력 산정시 사질토는  $\beta$  계수법을, 점성토는  $\alpha$  계수법 및  $\beta$  계수법 모두를 적용하였으며, 풍화암은 구조물기초설계기준에 나타난 한계값인  $156.5 \text{ kN/m}^2$ 을 일률적으로 적용하였다. 깊이별 극한주면마찰력은 아래 표 3.2와 같다. 점성토층에서  $\alpha$  계수법을 사용할 경우 현재 지반의 강도가 잘 반영이 되나 이는 주로 단기간의 거동특성 분석시 적용되며, 장기간에 걸쳐 발생하는 부주면마찰력 거동분석은 장기해석에 주로 사용되는  $\beta$  계수법이 적절하다고 판단된다. 본 해석에서는  $\beta$  계수법을 적용하였으며 한계깊이 15D 이상에서는 극한주면마찰력의 증감이 없이 일정한 한계치를 적용하였다.

표 3.2 시험말뚝의 극한주면마찰력 산정

구분	깊이 (m)	지층	비배수 점착력 $C_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	단위중량 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	유효응력 $\sigma_v'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\alpha$ 계수	$\beta$ 계수	극한주면마찰력, $f_{\max}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	
								$\alpha \cdot s_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\beta \cdot \sigma_v'$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	5.8	sand	-	16.7	52.2	-	0.33	-	17.2
2	9.5	sand	-	16.7	85.5	-	0.33	-	28.2
3	12.4	clay	47.04	18.3	111.6	0.55	0.23	25.9	25.6
4	18.4	clay	17.64	17.2	161.4	0.55	0.23	9.7	37.1
5	28.4	clay	16.66	16.2	233.4	0.55	0.23	9.2	53.7
6	38.4	clay	78.40	16.6	295.4	0.55	0.23	43.1	56.0
7	48.4	clay	227.36	16.5	361.4	0.55	0.23	125.0	56.0
8	56	sand	-	20	410.8	-	0.33	-	80.3
9	74	sand	-	20	590.8	-	0.33	-	80.3
10	78.6	풍화암	-	24.5	636.8	-	-	156.5 $\text{kN/m}^2$	

- \* 말뚝의 근입깊이는 5.8~78.6m까지 총 72.8m임.
- \* 현장타설말뚝의  $\alpha$  계수는 0.55를 적용.
- \*  $\beta$  계수는 0.23(점토), 0.33(사질토)를 적용.
- \* 풍화암의  $f_{\max}=156.5 \text{ kN/m}^2$  적용(구조물기초설계기준).
- \* 본 해석에서 점토층은  $\beta$  계수법을 적용하였음.

② 선단부지반 물성

경암 및 풍화암에 적용한 말뚝선단부의 탄성계수, 포아송비, 및 극한선단지지력은 표 3.3과 같다. 현재 선단부는 경암에 위치하고 있으나 설계심도 검토시 선단부가 풍화암에 근입되는 경우에는 풍화암의 물성치를 적용하였다.

표 3.3 시험말뚝선단부의 물성

	심도 (m)	탄성계수 ( $\text{kN/m}^2$ )	포아송비	극한선단지지력 ( $\text{kN/m}^2$ )
경암	72.8~	2,000,000	0.25	7,300
풍화암	68.2~72.8	370,000	0.28	3,000

### 3) 지반침하량 산정

본 교각기초가 통과하는 주변지반의 잔류침하량을 산정하였다. 이는 교각기초가 시공된 후 예상되는 잔류침하량을 산정한 결과로 표 3.4에 나타내었다. 연직드레인(P.B.D)이 대략 25m까지 시공되었으므로 해석시 그림 3.4에 나타난 지반의 깊이별 침하량을 적용하였다. 표준관입시험에 의한 N치가 6 이하인 연약한 지반에서만 지반의 침하가 발생한다고 가정하고 점토의 상부 26m는 연직드레인 처리지층으로, 그 이하는 무처리층으로 시공되었다.

표 3.4 잔류침하량 산정

	잔류침하량 (cm)		
	P/D처리층	미처리층	계
교각말뚝 주변부	3.6	7.75	11.35

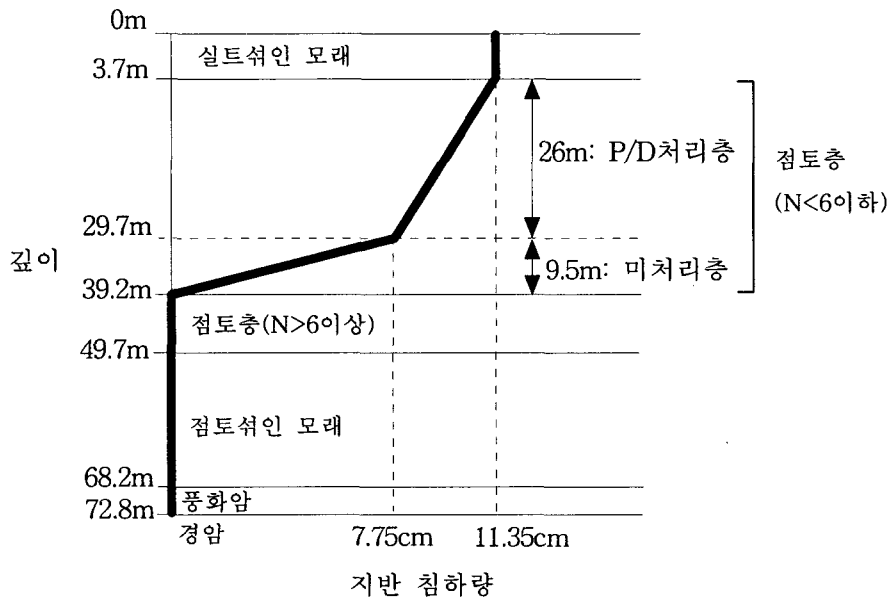


그림 3.4 깊이별 지반침하량 분포형태

### 3.2.3 해석결과 및 분석

PILENEG 프로그램을 이용해 부마찰력을 고려한 말뚝의 안정성 해석을 수행하였으며 그 결과를 토대로 하중-침하량 곡선 및 하중에 따른 중립점의 변화를 산정하였다.

#### 1) 하중-침하량 곡선

말뚝 두부하중을 달리하여 부마찰력(NSF)을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 해석을 수행하였으며, 그 결과 산정된 하중-침하량 곡선은 그림 3.5와 같다. 부마찰력을 고려한 경우는 고려하지 않은 경우에 비해 침하량이 크게 발생하는 것으로 나타났다. 두 곡선 모두 말뚝두부하중이 약 50,760 kN일때 극한하중에 도달하는 것으로 나타났다.

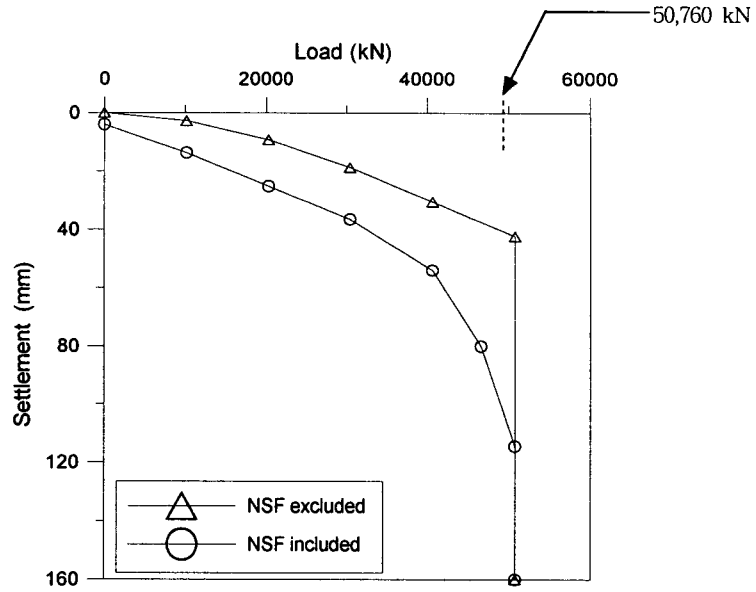


그림 3.5 하중-침하량 곡선

따라서 말뚝의 극한지지력은 부마찰력의 유무에 상관없이 약 50,760 kN이었으며, 안전율 3을 적용할 경우 허용지지력은 16,920 kN으로 나타났다.

## 2) 중립점 위치의 변화

말뚝두부하중에 따른 중립점 위치의 변화를 그림 3.6에 도시하였다. 말뚝두부하중이 증가할수록 중립점(neutral point)의 위치는 말뚝의 상단 방향으로 올라가며, 극한하중에 도달하면 중립점은 거의 지표면에 도달하는 것으로 나타났다.

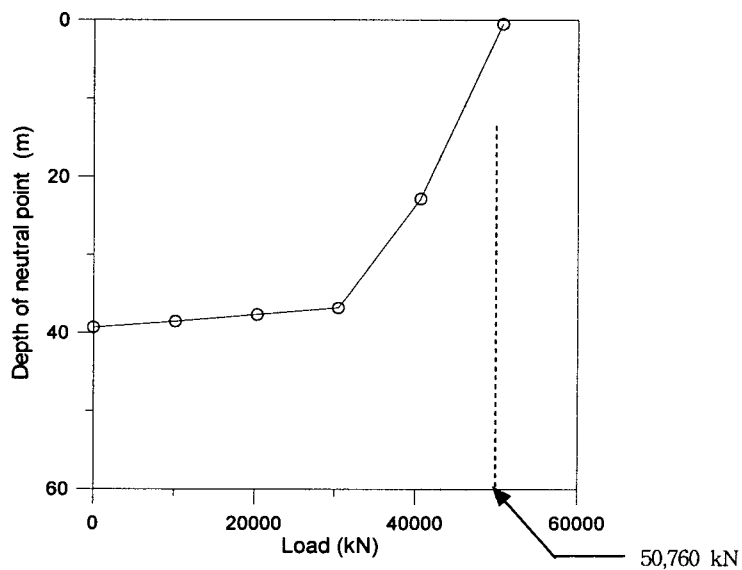


그림 3.6 하중에 따른 중립점 위치



### 3.2.4 안전을 검토

부마찰력의 안전을 산정시 상부하중은 도로교 표준시방서에는 장기사하중만으로 고려하도록 되어있다. 상부구조해석결과 말뚝두부에 작용하는 장기사하중은 8,388 kN로 나타났으며, 이 하중으로 PILENEG 해석을 수행한 결과는 표 3.5와 같다.

표 3.5 PILENEG 해석결과

말뚝두부하중 (kN)	말뚝최대하중 (kN)	말뚝두부 침하량 (cm)	중립점 위치 (m)	최대말뚝응력 (kN/m <sup>2</sup> )	선단지반반력 (kN)
8,388	19,040	1.72	38.7	6,063	1,732

부마찰력을 고려한 말뚝의 안정성을 검토하기 위해서는 말뚝재료의 안전성, 지반의 안전성, 그리고 말뚝침하량을 검토해야 한다. 이상의 해석결과를 토대로 안전율을 검토하면 다음과 같다.

1) 말뚝재료의 구조적 파괴에 대한 안전율,  $F_1$

$$F_1 \times (Q_t + F_n) \leq \sigma_y A_t \quad (3.8)$$

여기서,  $Q_t + F_n$  : 말뚝에 작용하는 상부하중 + 부마찰력

$\sigma_y$  : 말뚝재료의 항복응력

$A_t$  : 말뚝의 순단면적

PILENEG 해석결과, 상부두부하중( $Q_t$ )은 8,388 kN이었으며, 부마찰력은 고려한 말뚝에 작용하는 최대하중( $Q_t + F_n$ )은 19,040 kN이었다. 또한 말뚝재료인 콘크리트의 항복응력( $\sigma_y$ )을 240 kg/cm<sup>2</sup> 으로 간주시 안전율  $F_1$ 은 아래와 같다.

$$F_1 = \frac{\sigma_y A_p}{Q_t + F_n} = \frac{23,520 \times 3.14}{19,040} = 3.9 \quad (3.9)$$

2) 지반의 지지력 파괴에 대한 안전율,  $F_2$

$$F_2 \times (Q_t + F_n) \leq (Q_{pu} + F_{pu}) \quad (3.10)$$

여기서,  $Q_{pu}$  : 극한 선단지지력

$F_{pu}$  : 중립면 아래 작용하는 극한 정주면마찰력

$Q_t$  : 말뚝 두부에 작용하는 장기사하중

$F_n$  : 중립면에 작용하는 하향력

설계하중 8,388 kN이 말뚝두부에 작용할 때의 중립점 위치는 38.7m이었다. 이 중립축 이하에서 지반의 극한 정주면마찰력(  $F_{pu}$  )과 극한 선단지지력(  $Q_{pu}$  )은 극한하중 50,760 kN 작용시 말뚝의 선단저항력과 중립점 아래의 정주면마찰력의 합으로 산정하였다. 따라서 극한 정주면마찰력은 17,420 kN, 극한 선단지지력은 22,920 kN이었다.

따라서 안전율을 계산하면 아래와 같다.

$$F_2 = \frac{17,420 + 22,920}{19,040} = \frac{40,340}{19,040} = 2.1 \quad (3.11)$$

### 3) 허용침하량 규정

상부하중 8,388 kN일 때 부마찰력을 고려한 침하량은 1.72 cm이었다. 이는 1인치 침하량 규정(25.4mm)을 만족하는 것으로 나타났다.

### 3.2.5 설계심도 검토

적절한 설계심도를 산정하기 위해 근입심도를 현재 예상 설계심도인 72.8m에서 근입심도를 줄여가면서 동일한 해석을 수행하였다. 해석결과 근입심도에 따른 안전율은 표 3.6과 같다. 말뚝의 안전율은 말뚝재료와 침하량 보다는 지반의 지지력 파괴에 대한 안전율에 의해 결정됨을 알 수 있었으며, 지반의 지지력에 대한 안전율이 예상 근입심도인 72.8m에서는 1.76으로 허용안전율인 1.5를 상회하였으나, 근입심도를 70m로 하였을 때 1.12로 안전율이 허용안전율을 못미치는 것으로 나타났다. 이는 선단부의 지반이 경암에서 풍화암층으로 바뀌기 때문이다. 따라서 본 교각말뚝의 설계심도를 73m로 하여 경암층에 말뚝선단부가 안착하도록 설계를 하면 큰 무리가 없는 것으로 나타났다.

표 3.6 근입심도에 따른 안전율

근입심도 (m)	말뚝재료에 대한 안전율, $F_1$		지반의 지지력에 대한 안전율, $F_2$		침하량 검토 (cm)		선단지반
	안전율	판정	안전율	판정	침하량	판정	
72.8	3.5	안전	1.76	안전	1.36	안전	경암층
70	3.67	안전	1.12	불안전	1.93	안전	풍화암층
허용안전율 (허용침하량)	1.2		1.5		2.5		-

## 4. 부주면 마찰력 감소공법

부주면 마찰력은 말뚝에 하향력을 야기하는 원인이 된다. 하향력이 수반하는 중요한 결과는 말뚝 자체에 수직 압축응력과 침하를 증가시키게 되며 상부구조물에 과대한 손상을 주고 말뚝의 지지력을 감소시킬 뿐 아니라 경우에 따라서는 설계하중이 극한지지력을 넘어서서 구조적 파괴를 발생시키고 과대한 침하를 일으키게 된다. 그러므로 부주면 마찰력의 정확한 산정은 말뚝의 설계, 시공 및 해석시 안전을 확보의 관건이라 할 수 있다.

따라서 하향력이 말뚝의 안정성을 해칠만하게 크다면 적절한 대책으로 부마찰력을 감소시켜야 한다. 하향력을 줄일 수 있는 방법은 다음과 같다.

- 1) 지반 침하를 선행하중을 가해 미리 감소하는 방법
- 2) 말뚝 자체의 그룹효과를 이용하는 방법
- 3) 전기삼투작용을 이용하여 말뚝주변에 물막이층을 만드는 방법
- 4) 이중관 말뚝을 사용하여 바깥말뚝은 하향력 하중을 받고 안쪽말뚝은 상부구조물의 하중을 받게 하는 방법
- 5) 말뚝두부에 비해서 선단 폭이 좁은 말뚝을 사용하여 지반침하로 인한 하향력을 감소시키는 방법
- 6) 주변에 비해서 폭이 넓은 선단을 갖는 말뚝을 항타하고 주변을 벤토나이트 슬러리로 채우는 방법
- 7) 선시추하여 말뚝을 소정의 깊이까지 근입시키고 주변을 벤토나이트 슬러리로 채우는 방법
- 8) 마찰을 감소시킬 수 있는 재료를 가지고 말뚝을 도장하는 방법

위에 열거한 여러 방법들 중에서 어떤 방법을 택할지는 경제성, 실용성과 효율성, 현장 상태에 따라 크게 좌우된다(표 4.1 참조). 요즈음 흔히 현장에서 사용하는 방법은 역청재를 말뚝 표면에 도장하는 방법으로 역청재 도장말뚝은 외국의 경우 여러 현장 실험에 의해서 하향력을 최고 98%(표 4.2 참조)까지 감소시키며 그외 부수적으로 지반의 산화작용을 방지하여 말뚝의 부식을 줄일 수 있는 방법으로 제기되고 있다.

표 4.1 하향력 감소 방법들의 경제성 및 효율성 비교

방 법	비용	하향력 감소 효율성
(1) 선행하중	중간	높음
(2) 그룹효과	중간	중간
(3) 전기 삼투압	높음	중간
(4) 이중관	높음	높음
(5) 선단 폭이 좁은 말뚝	낮음	낮음
(6) 폭이 넓은 선단 & 슬러리	낮음	낮음
(7) 선시추 & 슬러리	중간	낮음
(8) 역청재 도장	중간	높음

표 4.2 역청재 도장말뚝의 현장실험 결과

연 구 자	하향력 감소량
Bjerrum, Johannessen, Eide (1969)	하향력 95% 감소
Hutchinson, Jensen (1968)	마찰력 30 ~ 80% 감소
Broms (1969) ; Van Weele (1968)	하향력 90% 감소
Claessen, Horvat (1974) ; Claessen, Gelok (1971)	하향력 90% 감소
Walker, Darval, Le (1973)	하향력 98% 감소
Bozozuk, Keenan, Pheaney (1979)	역청재 효과가 거의 없음
Clemente (1984)	하향력 90% 감소
Machan, Squier (1983)	하향력 85% 감소
Board (1975)	측정되지 않음

역청재 도장은 그러나 경제적인 면에서는 도장하지 않은 강관말뚝에 비해서 일반적으로 15~50% 정도의 비용이 증가된다고 보고되고 있다. 강관말뚝을 사용하여 현장시험 결과 Machan 과 Squier는 15%, 콘크리트 말뚝의 경우 Claessen과 Horvat는 10~20%, Briaud와 Jeong은 소규모의 말뚝에 여러 다른 도장재료를 사용한 결과 46%의 비용증가가 있다고 보고하고 있다. 이와 같이 도장말뚝의 비용증가율이 제안자마다 서로 다른 것은 도장말뚝의 갯수, 도장재료, 도장기술 및 기술자의 숙련도에 크게 좌우되기 때문에 일률적으로 단순비교는 어려우나 제안된 여러 사례의 하한계와 상한계를 고려하여 볼 때 도장말뚝이 도장하지 않은 말뚝에 비해 경제적이기 위해서는 말뚝본당 15~50%의 지지력 증가가 수반되어야 한다. 한 예로서 도장말뚝의 시공비용과 지지력의 상대적인 비교결과(정상섬, 1996)에 의하면 도장말뚝이 도장하지 않은 말뚝에 비하여 적어도 도장비용 증가이상의 하중을 받을 수 있으므로 경제성이 있다고 보고하고 있다.

## 5. 결 언

본 고에서는 말뚝의 부마찰력 산정 방법 및 각국의 설계기준 등에 대한 전반적인 내용을 정리·분석하였으며, 국내시공사례를 선정하여 부마찰력을 고려한 설계지지력을 선정하였다. 본 연구결과는 다음과 같다.

1. 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안전율은 말뚝재질강도, 지반의 지지력, 그리고 허용침하량을 동시에 고려하여 소정의 안정성이 유지되어야 한다. 이에 대한 일련의 계산과정을 실제사례를 통해 수행하였다.
2. 부마찰력은 지반의 극한상태(ultimate resistance) 전의 허용응력(working load) 상태에서 발생하는 문제로 말뚝의 지지력에 관한 문제라기 보다는 말뚝의 침하로 말뚝에 작용하는 최대하중의 크기 및 작용위치가 달라지는 문제이다.
3. 말뚝의 극한지지력은 하향력의 유무에 관계없이 일정하나 말뚝과 주변지반간의 상대적인 변위차로 인하여 부마찰력의 크기 및 형태가 달라지므로 무엇보다도 중립축의 정확한 산정이 중요하다. 따라서 말뚝의 근입깊이에 따른 말뚝과 주변지반의 침하해석이 선행되어야 한다.

## 참 고 문 헌

1. 정상섬(1993), "단독말뚝과 군말뚝의 Downdrag", *대한토목학회논문집*, 제13권, 제4호, pp.259-268.
2. 정상섬, 김준수(1996), "부주면마찰력을 고려한 단독말뚝의 하향력 해석", *한국지반공학회, '96가을학술발표회 논문집*, pp.337-344.
3. 정상섬, 이상원, 조성한(1996), "역청재 도장말뚝의 하향력 해석", *대한토목학회논문집*, 제16권, 제III-5호, pp.445-453.
4. Broms, B. B.(1969), "Design of Pile Groups with Respect to Negative Skin Friction", *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico, Specialty Session* 8.
5. Girault, P.(1969), "Positive Skin Friction and Settlement of Piled Foundations", *Proc. 7th Int.*

*Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Mexico, Specialty Session 8.

6. Kuwabara, F. and Poulos, H. G.(1989), "Downdrag Forced in Group of Piles", *J. of Geotech. Eng.*, ASCE, Vol. 115, No. 6, pp.806-818.
7. Lambe, T. W., Garlanger, J. E. and Leifer, S. A.(1974), *Prediction and Field Evaluation of Downdrag Forces on a Single Pile*, Research Report No. R74-27, Soil Publication No. 339, MIT.
8. Jeong, S. S., Kim, S. I. and Briaud, J. L.(1997), "Analysis of Downdrag on Pile Groups by the Finite Element Method", *Computers and Geotechnics*, Vol. 21, No. 2, pp.143-161.
9. Verruijt, A.(1969), "A Simplified Method for the Calculation of Negative Skin Friction on Piles", *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Mexico, Specialty Session 8.