

연약지반(IV)

백 영 식*1

채 영 수*2

4. 연약지반에서의 말뚝기초공법

4.1 연약지반대책으로서의 말뚝기초

연약지반의 대책으로 말뚝기초를 필요로 하는 경우가 많다.

다른 기초공법에 비해서 말뚝기초는 말뚝 1개당의 축방향 지지력이 크며 수평방향의 강성이 높아 변형저항에 우수하고 대형시공기에 의한 급속시공과 공법에 따라서는 소음·진동도 작게 할 수가 있으며 경제성이 좋다. 현재에는 종류가 다양하고 시공법도 많이 개발되어 지반이나 환경 등의 여러 조건에 적용되어 건축물, 교량 및 항만구조물 등 많은 구조물의 기초로서 널리 사용되고 있다. 대책공법으로서의 말뚝기초가 사용되는 특정지역인 연약지반이란 다음과 같은 조건에서의 지반을 말한다. 즉 1) 편하중을 받는 구조물에서 축방이동이 문제가 되는 지반 2) 표층지반이 두껍고 지지층이 현저하게 깊은 지반이나 중간지층이 얇은 지반 3) 매립지반으로 표층이 느슨하고 압밀이 완료되지 않아서 지반과 구조물의 부등침하나 부마찰력(negative friction)이 문제가 되는 지반 등이다.

본 원고에서는 상기 지반조건에서의 각각의 내용에 관해 일본에서 출간된 토목건축기술자

를 위한 “실용 연약지반 대책공법 총기술” 문헌 4를 위주로 하여 몇 개의 참고서적을 수집 정리한 것이다.

4.2. 말뚝에 의한 축방이동대책

연약지반상에 설치된 교대나 옹벽의 경우 배면성토에 의한 지반의 압밀침하와 함께, 편하중에 의해서 연약지반이 축방유동을 일으켜서 구조물에 기능상 바람직하지 못한 전도나 활동 등의 변형이 생기는 수가 있는데 이 현상을 축방이동이라 부른다.(그림1)

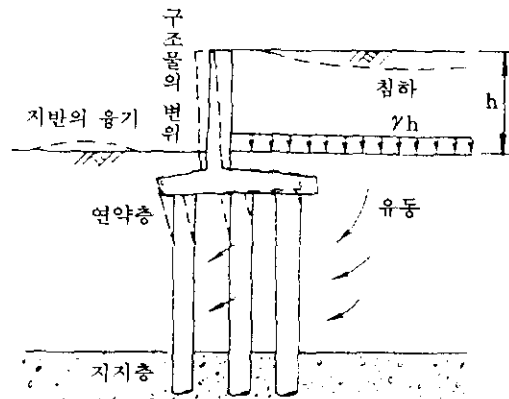


그림 1. 교대의 축방이동

*1 정희원, 경희대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정희원, 수원대학교 공과대학 토목공학과 부교수

4.2.1 측방이동의 실태

우리학회에서도 1994년 봄학술발표회에서 교대측방이동에 관한 사례분석연구가³⁾ 있었으며 일본도로공단에서는 1976년~1977년에 걸쳐서 기존도로에서의 교대의 측방이동의 정도를 파악하고자 현지실태조사를 실시한 결과 교대의 이동상황을 A, B, C 3등급으로 나누었다.

A등급 : 교대이동이 크고, 시공시 교대형식을 변경하거나 이음매 등의 보수를 실시한 것.

B등급 : 교대이동에 의해 보수는 하지 않았지만, 이음매간격이 없는 것 혹은 벌어짐이 큰 것.

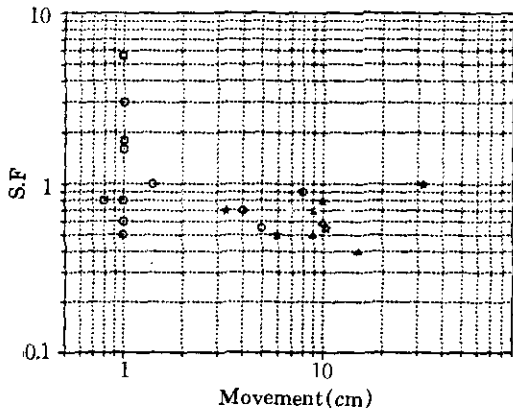
C등급 : 교대이동이 일어나지 않은 것, 혹은 이음매 등의 관찰에서 이동이 있었다고 예상되지만 유지관리상 문제가 없는 것.

이 실태조사에서의 교대수평이동의 등급별 교대수는 A등급 8개, B등급 4개, C등급 40개 이었다.⁵⁾

4.2.2 측방이동의 판정

(1) 일반

연약지반상에 교대나 옹벽을 설계할 경우, 측방이동에 대해서 사전에 검토하고 그 결과 측방이동의 염려가 되는 경우는 그 대책을 강



☆ : 말뚝 } 시공시 또는 준공 직후에 이동한 예
 △ : 케이슨 }
 ○ : 준공 이후 상당한 기간 후에 이동이 발견된 예
 □ : 이동없음

Note, 이동이 없는 것은 이동량 1cm 이하를 포함한 것이다.

그림 2. 교대의 사면원호 안전율과 이동

구하는 것이 필요하다. 측방이동의 판정은 아직 확립된 것은 아니지만 말뚝과 교대를 무시한 원호활동의 계산방법, 측방유동지수(F)방법, 측방이동판정지수(I)방법에 의한다.¹⁾

원호활동의 계산방법은 사면의 안전율에서 일정 안전율을 유지하면 측방이동을 하지 않는다는 경향을 파악하며 고려한 것으로 그림2는 일본 건설성 기술연구회에서 행한 조사결과와 예로서 수평이동을 일으킨 교대의 원호사면의 안전율과 교대이동의 관계를 나타낸 것이다. 이 방법에 의하면, 대체로 1.0이하의 안전율에서는 이동하는 경향을 나타내고 있지만 현재의 시점에서는 아직 기준화되지는 않고 있다.

(2) F값에 의한 판정

그림3을 참고하여 F값은 (1)식과 같다.

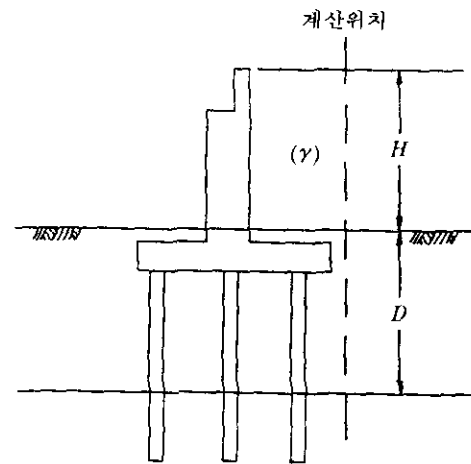


그림 3. 측방유동지수 계산위치⁶⁾

$$F = \frac{c}{\gamma H} \times \frac{1}{D} \quad (1)$$

여기서, F = 측방유동지수 ($\times 10^{-2} \text{m}^{-1}$)

c = 연약층의 평균점착력 (t/m^2)

γ : 성토의 단위체적중량 (t/m^3)

H : 성토높이 (m)

D : 연약층두께 (m)

$F \geq 4$: 측방이동의 염려없음

$F < 4$: 측방이동의 염려있음(대책필요)

상기 판정기준의 근거는 다음과 같다.⁵⁾

이동의 등급을 아래 내용과 같다고 하고 수량화이론을 적용하여 측방이동요인을 분석하였다.

요인분석을 실시한 교대 사례는 일본도로공단사례 54개, 일본 기타 기관사례 21개, 계 75 사례이다.

A등급교대 : 이동량 $\delta \geq 10\text{cm}$ 의 변상(變狀)을 나타낸 교대

B등급교대 : $10 > \delta \geq 2\text{cm}$ 의 변상(變狀)을 나타낸 교대

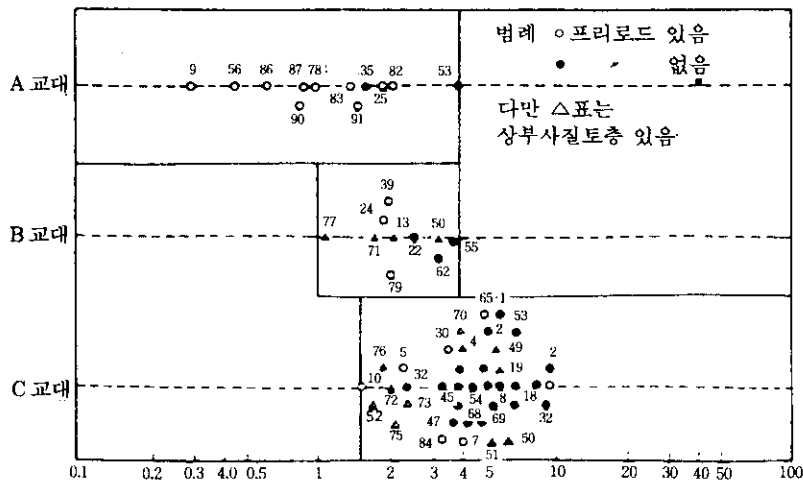
C등급교대 : $\delta < 2\text{cm}$ 의 변상(變狀)을 나타낸 교대

요인분석결과 교대의 이동에 상관이 높은 요인을 조합한 3가지의 판정기준에 대해서 기존 교대이동의 실태와 비교하면서 그 타당성에 대해서 검토한 결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 판정기준으로서 q_v/D , 안정수 $[N=c/\gamma \cdot H]$ 및 F값 3가지의 기준을 선택하고 그 타당성을 검토한 결과, A, B등급의 교대이동은 약간 상관관계를 보이지만 판정기준으로서는 불충분했다. F값은 비교적 상관이 높아 변상에 측에 사용되는 것을 알았다.

2) 교대등급과 F치의 상관관계(그림 4참조)에서 A교대는 F값이 2.0이하의 범위, B교대는 3.0이하의 범위 C교대는 3.0이상의 범위에 대부분이 분포되어 있는 것을 알 수 있다. 또 B교대에서 F값이 3.0이상의 것도 2개 정도 있지만, 4.0이상의 것에서는 이동한 사례가 없다.

이상의 결과에서 교대의 측방유동이 생길 염려가 있느냐 없느냐의 판정기준으로서 F값을 채용하기로 하고 그 이동의 유무를 판별하는 기준치로서는 안전측의 4정도를 제안하고 있다.



$$F \text{ 값} = \frac{C}{\gamma H} \times \frac{1}{D} (\times 10^{-2} \text{m}^{-1}) \rightarrow$$

그림 4. 변상의 정도와 F값의 상관⁶⁾

(3) I값에 의한 판정

측방이동의 판정은 이제까지 원호 활동법이나 측방유동지수(F)에 의해서 행해지고 있는데 전자는 교대주변지반의 변동이 임계원호활

동과 같은 활동면이 아닌 경우, 그리고 후자는 지수가 차원량(m^{-1})이기 때문에 규모가 다른 교대에 대한 지표로서의 일관성이 결여되는 것 등의 단점을 갖고 있다. 또 그 적합성에 대해서

도 반드시 충분하다고는 말할 수 없다. 교대의 측방이동은 지반의 측방유동이 제1의 원인이 되고, 측방유동 때문에 구조물로서의 교대변형의 요인이 서로 얽혀서 생기는 것이기 때문에 그 판정에 있어서는 이러한 요인을 실태에 맞게 표현하는 지표를 만들지 않으면 적합성이 나쁘다는 것은 당연하다. 지반의 측방유동에 대해서는 점성지반이 강·소성체가 아니라 탄·점·소성체라 간주되기 때문에 어느 극한 하중에 달하면 급히 소성화하는 파괴형태가 아니라, 하중증가와 함께 선형적으로 변위가 증대하지만 어느 하중 부근에서 차례로 변위증분이 크게되고, 최종적으로는 변위량이 일정한 한계 상태에 도달하는 듯한 파괴형태가 된다. 이 변위 진행의 모습을 안정계수($N_b = (\gamma \cdot H) / C$)의 함수로 하면 사면안정이나 굴착문제등 점성지반의 불안전현상 일반에 대해서 보편적인 설명이 가능하기 때문에, 여기서는 교대의 측방이동에 관여하는 제1요인이라고 생각한다. 이 안정계수(N_b)는 교대배면의 성토고(H), 교대배면 성토재료의 단위중량(γ), 연약층의 전단강도(c)등 3요인의 조합으로 된 것이다.¹⁾

안정계수는 교대지반이 반무한적인 확장을 가진 경우에 유익한 계수이지만, 실제의 교대에서는 그 규모에 대해서 연약지반의 두께는 유한하며, 이 때문에 연약층의 두께가 얇을수록 교대는 이동하기 어렵게 된다. 이것이 연약층의 두께의 요인의 효과이며, 이것을 무차원화한 후 판정조건에 고려한 것이다. 또, 기초의 형식도 이동과는 큰 관계가 있다. 이것은 성토하중에 의해서 유동해 온 연약지반중에 기초체가 존재하고 있고, 유동에 의한 토압을 크게 받는 기초일수록 이동이 크게 되기 때문이다. 따라서, 만약 휨강성은 유지하면서 무한하게 가는 이상적인 말뚝이나 케이슨을 생각한다면 지반의 유동에 수반하는 교대의 변위는 생기지 않을 것이다. 기초형식에 의한 요인을 이와 같은 이유로 교축 직각방향 기초체의 폭의 총화의 교대 폭에 대한 비로 나타낸다. 교대의 교축방향의 길이의 요인도 무차원화해서 판정조건

에 넣으면 일반적인 보정계수로서 이용하는 것이 가능하게 된다. 그림5에서 안정계수 N_b 를 중심으로 연약층 깊이의 효과와 기초체의 저항 폭, 여기에 교대의 길이의 효과에 의해서 이것을 보정한다는 생각에 입각해서 식(2)와 같은 교대측방이동 판정지수 I_L (index of lateral movement)을 정의했다.

$$I_L = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma \cdot h}{c} \quad (2)$$

여기서,

I_L : 측방이동판정지수

μ_1 : 연약층 깊이에 관한 보정계수($\mu_1 = D/L$)

μ_2 : 기초체 저항 폭에 관한 보정계수($\mu_2 = b/B$)

μ_3 : 교대의 길이에 관한 보정계수($\mu_3 = D/A$) (≤ 3)

γ : 성토재료의 단위중량(t/m^3)

h : 성토고(m)

D : 연약점토층의 깊이(두께)(m)

B : 교대폭(m)

A : 교대장(m)

b : 말뚝기초체폭의 총화(m) ($\sum b_i$)

L : 말뚝기초길이(m)

c : 연약점토층의 점착력(t/m^2)

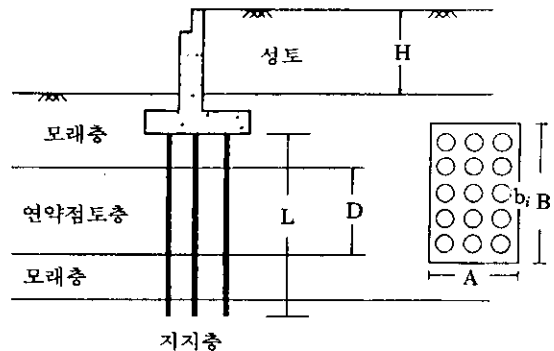


그림 5. 측방이동지수 계산단면^{?)}

여기에 정의한 지수의 판정도와 판별기준을 명확히 하는 목적에서 일본의 각 기관에서 수집된 교대측방이동의 계측사례에 대해 지수 값을 계산하고 실제의 변상 정도와의 상관을 조사한 것이 그림6이다. 그림6은 조사결과의 전

수(全數)에 대해서 교대이동의 유무와 I_L 값의 관계를 나타낸 것이다. I_L 이 약 1.5를 경계로 비

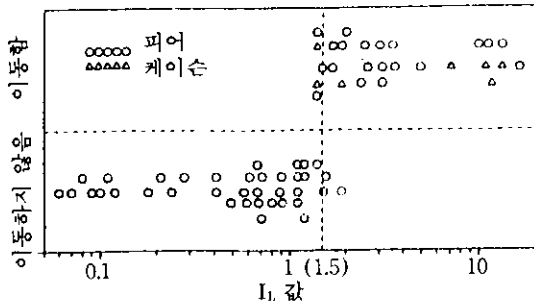


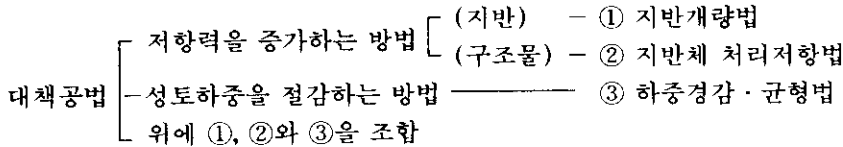
그림 6. I_L 과 교대의 측방이동의 관계

교적 명확하게 이동의 유무를 판별할 수 있다. 따라서, I_L 값이 1.5 이상이면 측방이동의 가능성이 있는 교대이며 1.5 미만이면 이동 염려가 없다.

그림6에서 위 아래의 구분은 실제 교대의 이동유무를 나타낸다. 즉, 위의 데이터는 실제 이동한 사례이며, 아래 데이터는 이동하지 않은 경우이다. 1.5를 기준으로 할 때 3~4개의 오차가 있음을 알 수 있다.

4.2.3 대책공법

교대측방이동에 관한 대책공법을 분류하면 다음과 같다.⁸⁾



많은 대책공법중에서 그 구조물에 최적인 대책공법을 선정하는 것은 고도의 기술적 판단이 요구되는데, 지반조건이나 주변구조물의 상황 및 구조물 제원이나 특성 등의 제약조건에서 어느 정도 대책공법이 한정되는 것이 일반적이다.

즉, 대책공의 선정에 있어서는 다음 사항에 충분히 유의할 필요가 있다.

- 1) 상부구조의 구조특성
- 2) 대상으로 하는 교대나 옹벽의 형식 및 구조특성
- 3) 지반의 토질, 지층구성
- 4) 지반의 측방유동으로 인한 주변구조물 및 지하매설물의 영향

여기서는 측방이동을 대상으로 하고 있지만, 이 현상이 생기는 연약지반에 있어서는 동시에 압밀침하나 성토의 안정도 문제가 되는 경우가 많다. 따라서 대책공법의 선정에 있어서는 이들 대책을 조합하여 검토하는 것이 바람직하다.

<표1>에 대책공법 선정시 참고사항을 수록하였다.

대책공법에 관한 간략한 그림과 표가 문헌1에 정리되어 있는데 국내에서 Hong(1991) 등은 교대기초말뚝의 안정에 관한 연구에서 다음과 같은 결론을 제시하였다.

1) 말뚝의 사면안정효과 및 말뚝의 거동은 사면활동면 상부의 지반계수의 크기에 크게 의존하며 특히, 측방유동이 발생하는 연약지반에서 많은 변위량을 보인다.

2) 말뚝의 사면 안정효과는 말뚝의 설치간격을 말뚝직경의 2~2.5배까지 줄일 수록 효과가 선형적으로 증가하나 그 이상 줄일 경우에는 증가효과가 크지 못하다. 따라서 말뚝 설치간격은 말뚝직경의 2~2.5배로 함이 바람직하다.

3) 줄 말뚝의 열 수를 증가시킬 수록 말뚝의 사면안정 기여 효과는 크다.

교대의 측방이동을 용이하게 또 경제적으로 방지하기 위해서는 조기에 이동에 대한 목표를 세워, 교대 위치의 변경 등의 전체 계획을 포함해 대책을 강구하는 게 중요하다. 그 때문에 설계절차와 시공절차를 명확하게 해둘 필요가 있다.

표 1. 교대측방이동 대책공법의 특성⁸⁾

분류	공법·대책	공법·대책의 특징	지반조건에 대한 적용	시공환경조건에 대한 적용	설계상의 문제점	시공상의 문제점	유지·관리	공기	공비
지반개량법	샌드·컴패션·파일공법	샌드·드레인공법과 마찬가지로 밀침하를 촉진하여 지반강도를 증가시키는 방법. 또 모래말뚝의 지지력에 의해서 성토의 안정을 도하여 축방이동의 원인이 되는 축방이동을 저감한다.	• 중간모래층이 없고 연약층이 두꺼운 경우는 표과가 적다.	• 모래말뚝타설시의 지반변위에 수반하는 기질에의 영향. • 시공시의 소음진동	• 프리로드제거에 따른 안정의 체적 • 교대구축을 위한 대규모인 굴착은 불리	• 방치기간을 충분히 잡을 필요가 있다. (①, ②) • 성토의 충분한 전압(①, ②) • 말뚝의 타설기간(①)	• 취하에 따른 책압의 필요 있다.	• 취하의 방치기간이 연장된다.	• 싸다
하중경감간행법	교대형식에 의한 대책	교대 주변의 지반에 미리 하중을 작용시켜서 지반변위를 선행시켜 교대구축후의 뒤체우기 시공의 영향을 저감함과 동시에 입밀에 의한 강체증가를 기대하는 공법. S.C.P 공법을 병용하는 경우가 많다.	• 상부모래층이 두꺼운 부위는 적	• 성토시의 축방유동의 기질변위에의 영향. • 용지폭의 확보	• 내진성(②) • 고성토에는 부직(②) • 교대가 사각을 가진 경우는 문제(①, ②)	• 취하에 따른 책압의 필요 있다. (①, ②) • 성토의 충분한 전압(①, ②) • 말뚝의 타설기간(①)	• 취하에 따른 책압의 필요 있다.	• 교장이 길어지므로 일반적으로 공비증가가 된다.(①, ②) • 싸다(③)	• 교장이 길어지므로 일반적으로 공비증가가 된다.(①, ②) • 싸다(③)
배면성토공에 의한 대책	배면의 성토하중을 직접 지감하는 방법으로 ①성토제로서 광재 등의 경량재를 사용하는 공법이나, ②성토폭에 콜케이트파이프나 BOX를 매설하는 공법 등이 있다.	• 기반이 경사지고 있는 경우는 경토를 요한다.(②)	• 기반경사등 부등침하지반에서는 부적(②)	• 성토시의 축방유동의 기질변위에의 영향	• 내진성(②) • 높은 양의 예측이 곤란(②)	• 전압작업에 어려움이 있다.(②)	• 부등침하의 감시(②)	• 타공법에 비하여 좁다.	• 일반적으로 높아진다.
기초제처리 저항법	지중부의 말뚝체에 축방유동을 고려한 설계말뚝에 의해 말뚝기중전체의 강성을 높여서 축방이동에 대한 구조물의 저항력을 더하는 방법. 램프부와 같이 교각과의 떨어점이 가까우면 스트래트에 의한 보강도 병용된다.	• 극연약지반에서는 다른 공법에 비하여나 바람직하다.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.	• 성토하중에 대하여 지반의 안정성정진대량에 대한 대책이 필요.

4.3. 마찰말뚝

말뚝기초를 지지형식으로 분류하면 지지말뚝과 마찰말뚝으로 구분한다.

후자는 양질인 지지층, 즉 사질토지반에서는 N치가 30이상, 점토지반에서는 N치가 20이상 또는 일축압축강도 q_u 가 4kg/cm^2 이상의 지지층에 도달되지 않은 말뚝을 말한다.⁸⁾

근래에 구조물이 대형화됨에 따라 고강도 말뚝재료의 개발이나 고성능의 시공기계의 현저한 발달과 함께 점차로 말뚝은 다종다양화하여 말뚝이 대형화됨으로서 지지력이 기대되는 지지말뚝이 주류가 되어 현재에 이르고 있다.

지지말뚝과 마찰말뚝의 시공비율은 압도적으로 지지말뚝의 비율이 큰 데, 마찰말뚝은 지지력과 침하에 관한 장기적 거동이 불분명하다는 이유로 지지말뚝에 비해 안전성을 높이는 조치가 취해지고 있다.

마찰말뚝의 지지력 산정시 주면마찰력만을 고려하고 선단지지력은 무시되고 있다. 일본의 경우 지지력에 대한 안전율은 지지말뚝인 경우 3인데 반해 마찰말뚝은 4로 크게 규정하고 있다. 이와같은 설계기준을 바탕으로 말뚝은 양질인 지지층에 박아주면 안전하다는 생각에 의해 하중조건이나 지반조건에 관계없이 지지말뚝을 많이 채용하여 왔다.

그러나 최근 이와 같은 지지말뚝지상주의에 대한 반성과 함께 마찰말뚝의 장점이 재검토되어 가고 있다.^{9, 10)} 예를들면 지지말뚝이라도 선단지지력에 차지하는 선단지지력의 비율은 3할 이하(ℓ/D 이 40이상, 여기서 ℓ : 말뚝길이, D : 말뚝지름)¹¹⁾이며 하중의 크기에 따라서는 반드시 양질인 지지층까지 박을 필요는 없다. 지질조건에 따라 마찰말뚝이 우수한 경우도 있다. 양질인 지지층이 현저하게 깊은 경우, 단순히 지지말뚝으로 하여 말뚝길이를 늘리는 것은 경제적으로 불리할 수 있다.

또 말뚝에 부마찰력이 작용하는 침하지반의 지지말뚝은 말뚝의 단면을 크게 할 필요가 있어서 그 만큼 비경제적이다. 그래서 이와 같은 지반에서는 지지말뚝보다는 오히려 마찰말뚝

으로 하는 편이 구조물의 부동침하량이 적다는 것도 보고 되어 있다.¹²⁾

또 마찰말뚝의 장기적 거동에 대해서도 장기 재하시험의 결과로부터 그 지지기구에 대한 해명이 발전되어 왔으며^{10, 11)} 일반적으로 말뚝길이 말뚝지름의 25배정도 이상이기 때문에 말뚝전장의 1/3이상이 과압밀지반에 박힌 마찰말뚝은 장기침하량은 무시할 정도이고 지지말뚝과 같은 안전성을 가진다고 하였다.⁸⁾

그래서 다음의 조건을 만족하면 마찰말뚝은 지지말뚝과 같은 안전율을 채용해도 된다고 하였다.

- ① 현저한 지반침하가 현재 진행중이 아닌 것 또는 장래에도 예상되지 않는 것.
- ② 말뚝길이가 말뚝직경의 25배 정도 이상인 것.

이것은 짧은 말뚝이 되면 마찰말뚝이라도 선단지지력에 기대하는 정도가 커져서 과다한 침하와 같은 예측이 힘든 사태가 발생할 가능성이 있기 때문이다. 그림7에 말뚝종류, 지지형식별로 선단전달률 γ (선단지지력/말뚝머리의 극한지지력)과 말뚝길이(ℓ)/말뚝지름(D)의 관계를 구한 결과를 나타낸다.¹¹⁾ 그림에서 알 수 있듯이 ℓ/D 이 25이하가 되면 마찰말뚝이라도 선단전달률이 30%를 넘어 급격히 증가하는 경향이 있다.

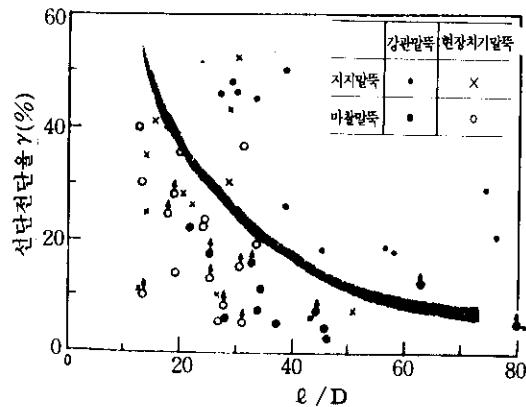


그림 7. 선단전달률 γ 와 ℓ/D

③ 점성토 지반에 있어서는 말뚝 전장의 1/3이상이 과압밀지반에 박혀 있으며, 또 그림 8과 같은 조건에서 유효토피응력과 하중에 의한 증가응력의 합이 압밀항복응력을 넘지 말 것.

다만 하층지반의 압밀침하량의 산정에서는 연약점성토지반상의 교대에서의 배면성토에

의한 침하의 영향을 고려할 필요가 있으며 경우에 따라서는 프리로드를 실시하는 등, 무엇인가의 지반침하대책을 실시하는 것이 필요하게 된다. 또 대책을 실시해도 잔류침하가 예상되는 경우에도 상부구조에 지장이 없도록 예상 침하량을 파악하고 책임이 가능한 구조로 하는 등의 적절한 대책을 강구하는 것이 좋다.

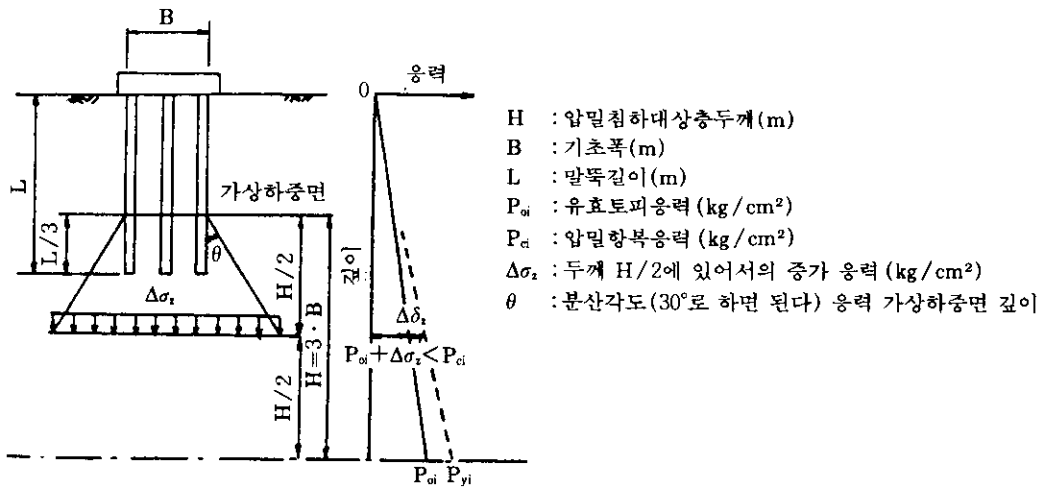


그림 8. 압밀항복응력¹⁵⁾

이와 같이 마찰말뚝의 경제성이나 합리성이 재평가됨에 따라 도로교의 기초에 마찰말뚝을 채용하는 사례가 늘어가고 있으며,^{13, 14)} 차후 더욱 더 그 경향은 심해질 것으로 예상된다.

최근 일본의 마찰말뚝 사례는 일본 동북횡단 자동차도 注田線에서 하천퇴적물이 200~400m로 대단히 두껍게 퇴적한 연약지반지대에 건설되었으며, 교량기초로서의 지지층은 깊은곳에, 말뚝길이 21~42m의 마찰말뚝이 채용되었다.¹⁴⁾

4.4 중간 얇은 지지층에 지지된 말뚝

말뚝선단의 극한지지력은 지지층이 충분한 두께를 가진 경우의 지반을 전제로 하고 있다.

실제로 말뚝선단이 충분한 두께를 가진 지지층에 도달하기 이전의 중간층에 충분히 다져진 사질토지반이 얇은층으로서 존재하는 수도 있다. 이와같은 얇은층에 지지된 말뚝의 선단지지력의 평가방법에 대해서는 과거 연구사례가 적어 설계기술자의 판단에 의해 결정되었지만 최근에는 얇은층을 대상으로 한 지지력시험 및 분석이 이루어져 그 자료가 축적되어가고 있다. 지층 중간 얇은 지지층에 설치된 말뚝을 불완전지지말뚝이라고 칭할 때 일본 국철설계에서는 불완전지지의 말뚝기초의 허용지지력은 단말뚝으로서의 지지력과 군말뚝으로서의 지지력 두가지 경우 각각에 대해 제시하였다. 각 경우의 허용지지력의 산정식은 다음과 같다.¹⁷⁾

4.4.1 단말뚝으로서의 지지력

불완전지지층의 말뚝기초에서 단말뚝으로서의 허용선단지지력은 (3)식에 의해 산정한다.

$$Q_p = q_p A_p \quad (3)$$

여기서,

Q_p : 불완전지지 단말뚝의 선단지지력(t)

q_p : 불완전지지 단말뚝의 선단지지응력 (t/m^2)

A_p : 불완전지지 단말뚝의 유효단면적(m^2)

불완전지지 단말뚝의 선단지지응력은 그림9와 같은 저층점성토의 토질정수값으로부터 다음 (4)식에 의해 산정한다.

타설말뚝의 경우

$$\left. \begin{aligned} q_p &= 4.5 \bar{q}_0 \text{ 또는 } 10 \bar{N} \\ \text{현장치기말뚝의 경우} \\ q_p &= 3.5 \bar{q}_0 \text{ 또는 } 6 \bar{N} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

여기서,

\bar{q}_0 : 저층흙의 일축압축강도(t/m^2)

\bar{N} : 저층흙의 N치

불완전지지 단말뚝의 유효단면적은 그림9로부터 (5)식이다.

$$A_p = \frac{\pi}{4} (D+0.6H)^2 \quad (5)$$

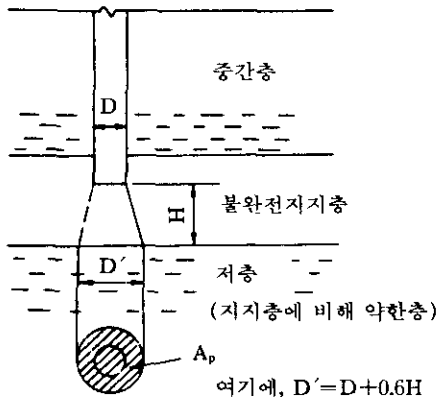


그림 9. 단말뚝의 불완전지지말뚝⁷⁾

여기서,

D : 말뚝의 직경(m)

H : 말뚝선단에서 불완전지지층 최하단까지의 거리(m)

4.4.2 군말뚝으로서의 지지력

불완전지지 말뚝기초는 군말뚝으로서 (6)식에 의해 산정한 허용지지력이 말뚝기초에 작용하는 수직하중보다도 커야한다.

$$Q_{ns} = \frac{1}{F_s} (Q_{fs} + Q_{ps}) \quad (6)$$

여기에,

Q_{ns} : 군말뚝의 불완전지지기초의 허용지지력(t)

F_s : 안전율

Q_{fs} : 유효주면에서의 최대 주면지지력(t)

Q_{ps} : 유효면적에서의 극한지지력(t)

유효주면에서의 최대주면지지력은 (7)식에 의해 산정한다.(그림 10 참조)

$$Q_{fs} = U_s \sum f_{ki} l_i \quad (7)$$

여기서,

U_s : 군말뚝의 유효주면장(m)

$\sum f_{ki}$: 군말뚝의 유효주면에서의 각 토층의 최대주면지지응력(t/m^2)

l_i : 각 토층의 두께

군말뚝의 유효주면에서 각 토층의 최대주면지지응력은 흙에 따라서 (8)식에 의해 구한다.

$$\left. \begin{aligned} \text{사질토의 경우 } f_k &= 0.5N \\ \text{점성토의 경우 } f_k &= q_u/2 \text{ 또는 } N \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

여기서,

N : 토층의 N치

q_u : 토층의 일축압축강도(t/m^2)

군말뚝의 유효면적에서의 극한지지력은 (9)식에 의해 구하면 된다.(그림10 참조)

$$Q_{ps} = 3q_u A_s \quad (9)$$

여기서,

A_s : 군말뚝의 유효면적(m^2)

q_u : 불완전지지층 저층의 일축압축강도 (t/m^2)

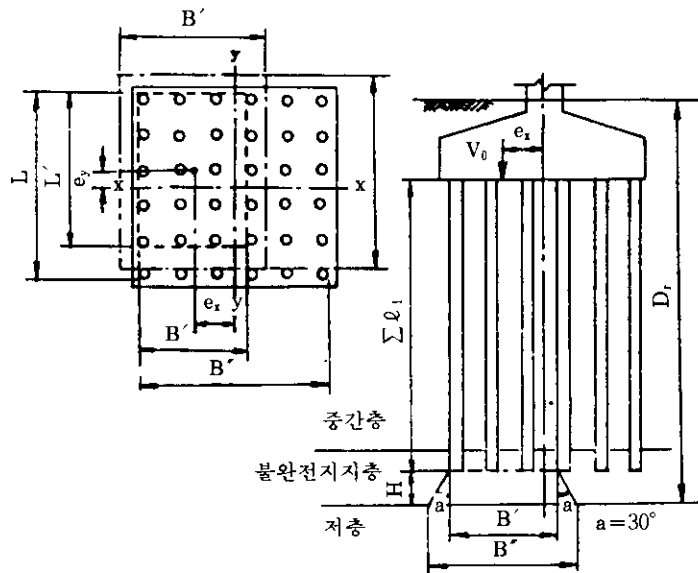


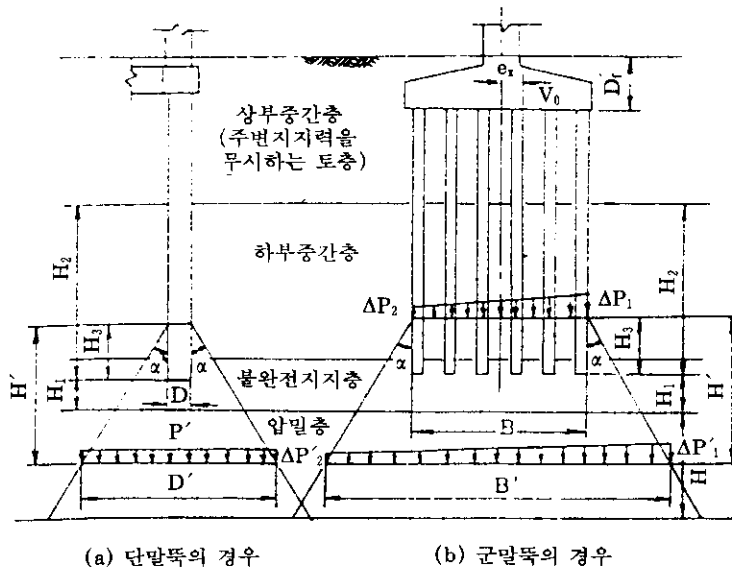
그림 10. 불완전지지의 군말뚝기초의 유효폭¹⁷⁾

군말뚝의 유효주면장 및 유효면적은 (10)식에 의해 구한다.

$$\left. \begin{aligned} U_e &= 2(B' + L') \\ A_e &= B' L' \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

여기서,
 $B' : B - 2e_x$ (m)

$L' : L - 2e_y$
 $B : x$ 방향의 군말뚝의 폭(m)
 $L : y$ 방향의 군말뚝의 폭(m)
 $e_x : 기초저면에 있어서의 합력이 작용점의 x$ 방향 편심량(m)
 $e_y : 기초저면에서의 합력의 작용점의 y$ 방향 편심량(m)



여기서,

$$\begin{cases} P_1 \\ P_2 \end{cases} = \frac{V_0}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \right)$$

$$\Delta P_1 = P_1 - \gamma' D'_i$$

$$\Delta P_2 = P_2 - \gamma' D'_i$$

$$H_1 = \frac{1}{3} H_2$$

$$B' = B + 2H' \tan \alpha$$

$$\alpha = 30^\circ$$

$$H' : \text{증가하중강도 계산점까지의 깊이(m)}$$

$$H : \text{압밀층두께(m)}$$

(a) 단말뚝의 경우 (b) 군말뚝의 경우

그림 11. 불완전지지기초의 하중분포¹⁷⁾

편심량(m)

$$B'' : B' + 2H \cdot \tan \alpha (m)$$

$$L'' : L' + 2H \cdot \tan \alpha (m)$$

H : 말뚝선단에서 불완전지지층 최하단까지의 거리(m)

불완전지지 말뚝기초의 압밀침하량 및 경사각을 구할 경우의 응력분포는 주변지지력을 가진 토층의 상면과 말뚝선단거리의 밑쪽 1/3의 위치에서 분포하는 것으로 본다.(그림11 참조)

상기 기술한 얇은 중간층에 지지된 말뚝 적용사례는 문헌 16을 참조한다.

4.5. 부등침하 저감대책으로서의 말뚝

부등침하란 협의로는 임의의 2점간의 전침

하량의 차로 정의하지만, 여기서는 넓은 의미로 해석하여 지반의 변위, 변형에 따른 지반과 구조물 혹은 지반자체에 부적합한 상태가 생기는 현상을 모두 말하는 것으로 한다. 따라서 여기서 말하는 부등침하는 절대적인 침하가 문제가 되는 경우 뿐만 아니라 지반이나, 구조물의 측방이동과 수평방향의 변위·변형의 문제도 대상이 된다. 부등침하 현상은 모든 지형·지질조건 아래 발생하는 가능성도 있지만, 역시 연약지반에서 문제가 되는 경우가 가장 많다. 연약지반에서 발생하는 주요한 문제점은 전단(안정문제)과 압밀(침하문제)이다. 보통 부등침하현상으로서의 압밀에 의한 경우가 많지만, 여기서는 전단에 기인하는 현상도 취급한다.¹⁸⁾

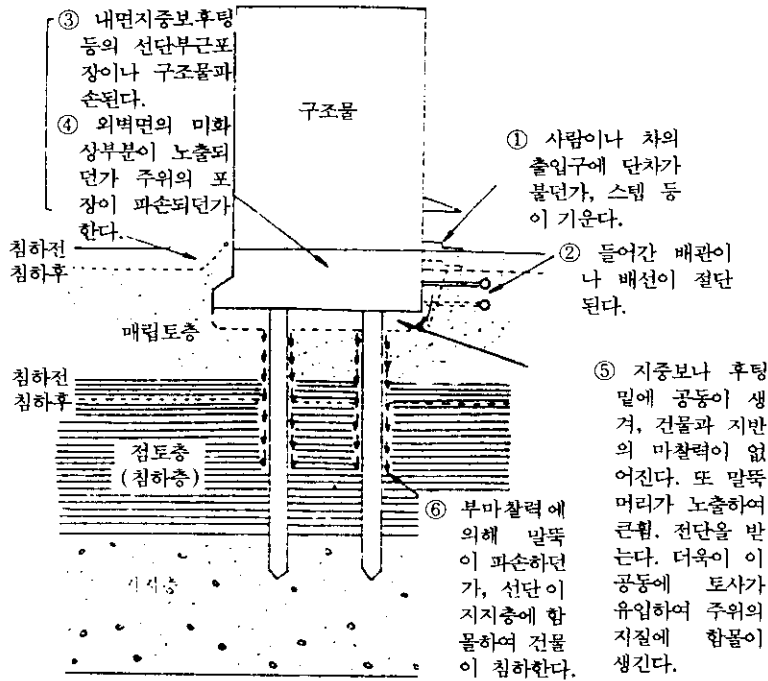


그림 12. 지반침하에 의한 문제점¹⁹⁾

건축물에서는 우선 지반침하에 따른 부마찰력으로 대규모건축물의 피해를 들 수 있다. 그림 12는 임해매립지역에서 지지말뚝기초 구조물의 지반침하에 따른 가능피해 현상에 대해 설명한 것이다.¹⁹⁾ 여기서는 沖積점토층이 10~20m이며 압축성이 높기 때문에 매립토층의 하중에 의해 점토층이 압밀침하하여 건축물과 주변시설에 여러가지 장애를 일으키게 된다.

도로, 철도 및 하천관련의 구조물에 대해서도 연약지반의 부등침하사례가 빈번하다. 우선 연약지반상의 도로의 부등침하의 실태를 소개한다. 일반적으로 부등침하의 발생원인으로는 i) 지층의 불균질, ii) 토질정수값의 분포 등의 지반조건의 차이, iii) 구조물의 종류, 형상의 차이에 의한 하중의 불균일 및 iv) 시공방법의 차이 등이다. 한편 부등침하량은 최대침하량과의 사이에 비례관계가 성립되는 것으로 알려져 있어 부등침하량예측이 가능하다는 결론을 얻고 있다. 일반적으로 압밀침하는 연약점토층 두께에 비례하여 발생하는 데 박스·암거, 교대와 같이 지지말뚝에 지지된 구조물과 흙구조물의 경계에서는 부등침하(단차)가 생기게 된다. 이들 부등침하의 저감대책으로서 암거 바로 위나 교대배면에 geogrid를 설치함에 따라 많은 효과를 얻을 수 있고^{21, 22)} 암거 또는 교대에 인접하여 일정구간에 심층개량말뚝이나 마찰말뚝을 설치할 경우도 있다.

연약지반상에 성토나 제방을 기존시설물에 근접하여 시공할 경우, 주변지반이나 인접 구조물이 부등침하를 일으키는 경우도 많은데 이에 대한 대책으로 성토본체를 마찰말뚝으로 지지하는 방법이나 성토재하에 따른 연약지반의 측방변위를 널말뚝·말뚝이나 심층혼합처리로 억제하는 방법이 채용되기도 한다.

항만시설에 대해서는 본체공의 안정성 문제가 없으면 시설의 기능상, 부등침하를 특히 문제로 하는 케이스는 적다. 그러나 항만하역에 공용되는 안벽의 크레인기초로서는 말뚝기초에 의한 부등침하 대책을 필요로 한다.

매립지의 기초지반은 대부분이 연약점성토

지반이기 때문에 매립에 따라 장기적인 압밀침하가 생기고 또 매립토 자체도 압축침하를 일으킨다. 한편 매립지조성은 건설에 따른 비용이 크기 때문에 매립지에 건설되는 구조물은 조성후 조기에 착공하는 것이 일반적이다. 따라서 매립지반상의 구조물 기초에 대해서는 지지력과 함께 침하, 특히 부등침하에 관한 충분한 대책이 요구되는데 여기서는 매립지반의 건물기초 특징에 대해 간략하게 기술하고자 한다.²³⁾

매립지내에 건축물의 기초형식은 크게 다음의 3가지로 구별한다.²⁴⁾

- (1) 직접기초
- (2) 마찰말뚝기초
- (3) 지지말뚝기초

여기서 (1) 직접기초는 건물중량에 비하여 지반의 지지력이 클 때 일반적으로 사용하지만 매립지반의 지지력은 작기 때문에 이 형식을 채용하는 경우는 극히 적다. 최근에는 건물중량 이상의 지하흙을 굴토하여 침하가 발생되지 않도록 하는 그림13(a)와 같은 보상기초형식이 검토되고 있다.

(2) 마찰말뚝기초는 그림13(b)와 같이 구조물을 말뚝의 주면마찰력으로 저항하는데 마찰말뚝 1본당 지지력이 작기 때문에 중량의 건물기초에는 채용되지 못하고 또 매립지반의 다짐상태가 불균일한 경우에는 부등침하가 생기기 쉽다는 단점이 있다. 그러나 마찰말뚝에 의한 구조물은 어느정도 주변지반과 함께 침하하기 때문에 단차가 쉽게 생기지 않는다는 장점이 재평가되고 있다.

(3) 지지말뚝기초는 그림13(c)와 같이 구조물 중량을 직접 양질인 지지층에 전달하는 것으로 종래부터 가장 많이 채용되어 온 기초형식이다. 그러나 매립지반에서는 매립토 지반의 압축이나 층적점토층의 압밀침하에 따른 부마찰력이 작용하여 심한 경우 말뚝체의 파괴를 초래하던가, 지반에 대해서 건물이 상대적으로 부상하여 건물주변의 설비배관류 등에 손상을 입히게 된다. 이들 현상을 방지하기 위하여 말

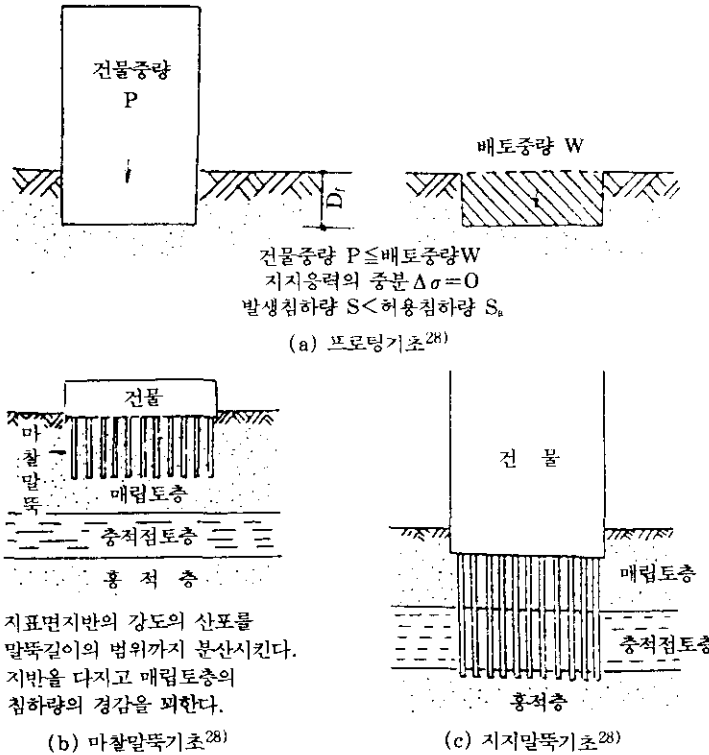


그림 13. 건축물 기초형식²⁴⁾

뚝에 작용하는 부마찰력을 감소시키는 방법을 채용하고 설비배관류를 연성관으로 하는 등의 대책을 취한다.

4.6. 부마찰력(negative skin friction)

4.6.1 일반

부마찰력은 말뚝 주위 흙이 말뚝을 하향(下向)으로 끄는 힘을 말하는데 다음과 같은 상황에서 발생할 수 있다.²⁹⁾

1. 그림14(a)와 같이 점토 성토층이 말뚝이 타입되어 있는 사질토층 위에 있어 성토층이 점차로 압밀되는 경우
2. 사질토 성토층이 그림14(b)와 같이 연약 점토 층위에 놓임에 따라 점토층이 압밀되는 경우
3. 지하수위면의 강하로 임의의 깊이에서의

흙의 연직유효응력이 증가하는 경우

이 외에도 연약지반에 말뚝항타로 인한 효과에 의해 일어날 수 있다.³⁶⁾

즉 말뚝침하에 비해 점성토지반이 상대적으로 더 큰 침하거동을 일으킬 때 부마찰력이 생기고 이 부마찰력에 의해 말뚝에 부가적인 축력이 가해져 더 깊은 층으로 전달된다. 부마찰력에 의해 말뚝이 과도한 침하를 일으키며 말뚝에 의해 지지되는 상부 구조물이 심각한 피해를 입거나 파괴를 일으키기도 한다. 극단적인 경우 선단 지지 말뚝에서 말뚝에 작용하는 응력이 말뚝 본체의 강도를 넘어서면 말뚝 본체의 파손을 발생시키기도 한다.³²⁾ 관측 결과에 의하면 말뚝에 대한 흙의 상대적 이동이 0.6 인치(15mm)에 이르면 최대 부마찰력이 발휘된다고 한다.²⁾

말뚝과 주변 흙의 상대변위가 없는 “중립면 (neutral plane)”³⁷⁾ 아래에서는 정(正)의 마찰이 존재하고 선단으로 전이되는 하중은 말뚝에 생기는 최대 축방향 하중보다 상당히 작게 된다.(그림14(b) 참조)²⁴⁾ 중립면의 위치는 말뚝과 주변 흙 사이의 상대적 변위가 일어나지 않는 곳과 일치한다. 중립면의 위치에 영향을 미치는 인자들은 주변 흙에 대한 말뚝 본체와 하부 지반의 상대적인 압축성, 주변 흙의 침하를 발생시키는 유효응력의 변화에 대한 축방향 하중의 상대적 크기, 전체 지반의 성상에 있어서 가장 압축성이 큰 층의 위치 등이다.²⁾

경사말뚝에 의해 지지되는 기초의 경우에는

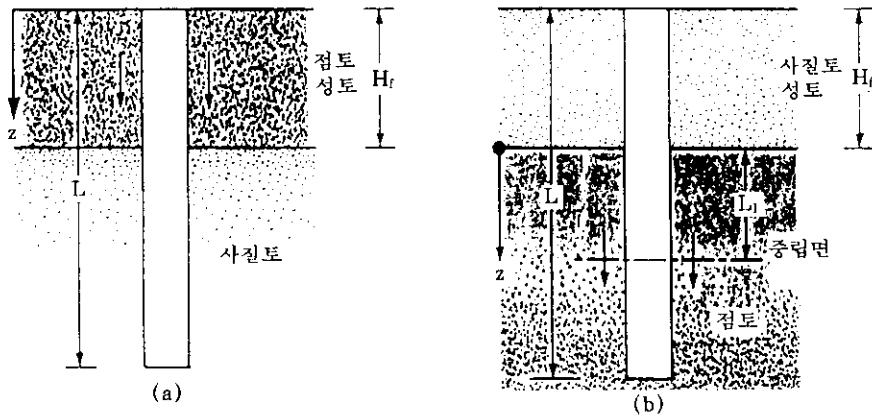


그림 14. 부마찰력²⁹⁾

4.6.2 부마찰력의 크기

부마찰력의 크기는 다음의 요소들에 따라 결정된다.³⁶⁾

- (1) 말뚝특성(종류, 설치 방법, 길이, 단면형태, 표면처리 등)
- (2) 흙의 특성(종류, 강도, 압축성, 층의 깊이, 기반층의 강성)
- (3) 지반거동의 원인
- (4) 말뚝 타입 후의 시간

여러 현장 및 실내 모형실험 등을 통한 연구들에 근거하면 일반적으로 부마찰력 크기는 말

특히 부마찰력이 상당한 피해를 줄 수 있다. 이 경우 축방향 하중 증가에 관한 상세한 측정 자료가 별로 없지만 기초에 심각한 피해를 준다는 기록은 많이 있다. 경사말뚝의 바깥 부분에 작용하는 부마찰은 같은 상황의 수직말뚝보다 훨씬 더 크다. 동시에 말뚝으로부터 떨어진 곳에 있는 흙이 경사말뚝 안쪽으로 움직임에 따라 횡방향의 불균형을 초래하여 상당한 말뚝의 휨을 야기시킨다. 이와 같은 이유로 통상 경사말뚝을 설계하지 않는다. 그러므로 부마찰력이 생기는 어떠한 경우라도 경사말뚝을 사용하지 않는 것이 좋다.²⁾

뚝 단면적이 클수록 크며 말뚝향타의 효과로 인하여 발생하는 부마찰력보다는 하중이나 배수로 인한 흙의 압밀 때문에 생긴 부마찰력의 크기가 훨씬 크다. 또한 압밀침하가 크게 일어난 곳에서는 말뚝과 흙과의 주변 전체적으로 부마찰력이 발생하는 경우가 많지만 압밀침하가 상대적으로 작게 일어난 곳에서도 큰 부마찰력이 작용하는 경우도 있다. 시간에 따른 부마찰력의 크기 변화는 간극 수압과 관계되어 간극수압소산으로 인한 유효응력증가와 지반 침하로 부마찰력이 증가되는 효과에 관련한다.

이에 관한 이론적 평가 방법은 문헌 36을 참조한다. 한편 예민한 점성토 지반에서 말뚝항타로 인한 매우 큰 과잉 간극 수압이 발생되어³⁰⁾ 시간에 따라 소산되는 경우는 말뚝과 흙과의 상대적 침하거동이 불과 몇 mm일지라도 다소 큰 부마찰력이 작용하며²⁵⁾ 이 때 시간에 따른 부마찰력 크기의 변화는 압밀곡선 형태와 유사한 특성을 나타낸다.³²⁾ 상기 내용과 같이 부마찰력 크기는 많은 요소들에 영향을 받아 결정하기가 쉽지 않지만 단항의 경우 최대부마찰력은 다음과 같이 구한다.

그림14의 (a)의 경우 단위길이당 부마찰력

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta \quad (11)$$

여기서,

K' : 토압계수(일반적으로 정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin \phi$)

σ'_v : z 깊이에서의 연직유효응력(= $\gamma'z$)

γ' : 성토 흙의 유효단위중량

δ : 흙과 말뚝의 마찰각($\approx 0.5 \sim 0.7\phi$)

따라서,

전체 부마찰력

$$Q_n = \int_0^{H_f} (\rho K \gamma' \tan \delta) z dz = \frac{\rho K \gamma' H_f^2 \tan \delta}{2} \quad (12)$$

여기서,

H_f = 성토 높이

그림14의 (b)의 경우 중립면까지의 깊이는

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma' H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2\gamma' H_f}{\gamma'} \quad (13)$$

여기서, γ'_s, γ' = 성토 흙과 점토 지반 각각의 유효 단위 중량

$z=0$ 에서 L_1 까지의 단위길이당 부마찰력

$$f_n = K' \sigma'_v \tan \delta \quad (14)$$

여기서,

$K' = K_0 = 1 - \sin \phi$

$\sigma'_v = \gamma'_s H_f + \gamma' z$

$\delta = 0.5 \sim 0.7\phi$

따라서, 전체 부마찰력

$$Q_n = \int_0^{L_1} \rho f_n dz = \int_0^{L_1} \rho K (\gamma'_s H_f + \gamma' z) \tan \delta \cdot dz = (\rho K \gamma'_s H_f \tan \delta) L_1 + \frac{L_1^2 \rho K \gamma' \tan \delta}{2} \quad (15)$$

한편 그림15에서와 같은 균향의 경우는 다음의 1), 2) 두 가지 경우 중 큰 값을 전체 부마찰력으로 취한다.²⁶⁾

1) 단 항으로 본 경우(Q_{n1})의 합계

$$Q_{n1} = \sum Q_{ni} \quad (16)$$

2) 균향 블록 전체의 윤변에서의 마찰력과 블록 중량의 합계

$$Q_{n2} = f_n L_r P'_k + \gamma' L_r A \quad (17)$$

여기서,

γ' = L_r 깊이까지의 흙의 유효 단위 중량

A = 균향 블록의 단면적(그림 15)

$f_n = \kappa' \sigma'_v \tan \delta$ = 블록 윤변의 단위길이당 부마찰력((11)식)

P'_k = 균향 블록의 윤변

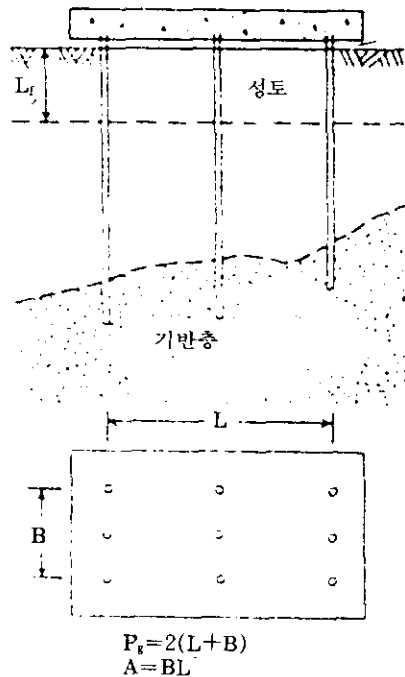


그림 15. 균향의 부마찰력²⁶⁾

4.6.3 부마찰력의 감소 방법

부마찰력의 감소는 침하를 일으키는 흙과의 직접적인 접촉이 생기지 않도록 말뚝 주변 주위에 케이싱을 하면 가능하다. 또 다른 방법은 말뚝의 직경보다 큰 구멍을 미리 만들고 말뚝을 설치한 다음 그 틈 사이를 마찰 특성이 작은 벤토나이트 슬러리로 채우는 방법이다. 그러나 가장 효율적인 방법은 적당한 컨시스턴시를 갖는 역청재를 말뚝주면에 코팅하는 방법인데 말뚝이 단단한 층에 관통하는 곳에서는 코팅한 역청재가 벗겨질 우려가 있다. Bjerrum et al(1969)²⁵⁾이 몇 개의 현장에서 조사한 바에 의하면 역청재로 말뚝을 코팅하고 동시에 큰 구멍의 틈으로 벤토나이트 슬러리를 채웠을 때 부마찰력이 90% 이상 감소하였다. 한편 역청재 코팅없이 벤토나이트 슬러리로 채운 경우는 부마찰력이 15%만 감소하여 결국 역청재 코팅이 75% 부마찰력 감소 효과가 있다. 그러나 벤토나이트 슬러리를 채우지 않고 역청재 코팅 말뚝만 사용한 경우는 역청재가 많이 벗겨짐에 따라 단지 30%만 부마찰력이 감소하였다. 여러 종류의 역청재료 코팅 말뚝의 장점에 대해서는 문헌31을 참조하는데 Koerner and Mukhopadhyay(1972)³³⁾의 실내모형시험결과에 의하면 역청재 코팅이 연하고 두꺼울 수록 부마찰력 감소가 더욱 효과적이었다. Brons, Amesz and Rinck(1969)²⁷⁾에 의하면 역청재를 1cm 두께로 코팅한 경우 90% 이상의 부마찰력 감소가 일어났고, 벤토나이트 효과는 인접 주위에 말뚝이 없는 경우는 85%정도 부마찰력 감소가 일어난 반면 1.8m 떨어진 곳에 말뚝이 있을 때는 50%만 감소하였다. Walker and Darvall(1973)³⁶⁾은 강관말뚝에 침입도 60~70 정도의 역청재를 수동식 스프레이로 코팅한 결과 윗부분 코팅은 벗겨지지 않았다고 하였다.

Classen and Harvat(1974)²⁸⁾에 의하면 코팅이 상당한 효과는 있지만 선단지지말뚝의 경우 선단 부분의 지지 능력에 영향이 있으므로 말뚝 직경의 10배정도 선단부는 코팅하지 말아야 한다고 하였다.

또 하나의 부마찰력 감소 방법은 전기삼투방법(electro-osmosis)인데 Bjerrum et al(1969)²⁵⁾의 실험에 의하면 50%정도의 부마찰력 감소가 일어났다. 그러나 약 4암페어로 처리했기 때문에 비경제적이다. 이 방법은 점토질 실트나 실트질 점토에서 적용 가능한데 보스톤 청색점토에서는 단지 6시간 동안에 강관 말뚝에 대해 성공한 사례도 있다.³⁴⁾ 이 방법은 소성이 매우 높은 흙에서는 성공하지 못한다(Mitchell, 1970)³⁵⁾ 이 방법에 의한 부마찰력 감소에 관한 이론적 해석 방법은 전기-삼투 흐름의 이론을 사용하여 구하는 데 이에 관해서는 문헌36을 참조하기 바란다.

참 고 문 헌

1. 장용채.(1995). "연약지반상 교대변위 대책공법으로서 EPS 토목공법의 적용성에 관한 연구", EPS 토목공법 국제학술회의 논문집, pp. 157~198
2. 한국지반공학회.(1993). "깊은기초" 한국지반공학회 pp. 155~157
3. 한국지반공학회.(1994). "지반구조물 변위에 관한 사례분석과 환경매립기준" 한국지반공학회 '94봄학술발표회
4. 藤田圭一.(1995). "토목건축기술자를 위한 실용 연약지반대책공법 총기술", 東和技術, pp. 472~494
5. (財)高速道路調査會.(1981).: 軟弱地盤上の橋台基礎に關する 調査研究報告書(その3)
6. 日本道路公團.(1990).: 設計要令第二集, pp. 6-24~6-27
7. 日本道路協會.(1990).: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編
8. 日本道路協會.(1992). 杭基礎建設設計便覽
9. 阪口里.(1982). 粘性土地盤中に打設した摩擦抗に關する 考察, 土と基礎, Vol.30, No.2, pp. 19~24
10. 宇都一馬・岡原美知夫・池田憲・前田良刀・松井謙二.(1987). 摩擦杭の支持力特性と信頼性, 第32回土質工學シンポジウム論文集-支持杭に頼らない基礎工法, 土質工學會一, pp. 17~22.
11. 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二.(1990). 軸方向押込み力に對する抗の技術特性に

- 關する研究, 土木學會論文集, 第418號/111-13, pp.257-266.
12. 進藤卓・森重龍馬.(1974). 鐵道構造物の變位, 土と基礎, Vol.22, No.12, pp.13-20
 13. 本山翁・角町洋・辻秀起・川口廣・丸山忠明・關西國際空港連絡橋の計劃と下部工の設計(下), (1988). 橋梁と基礎, Vol.22, No.3, pp. 36-45.
 14. 大山進司・角昌隆・藤原傳.(1989). 東北横斷自動車造山形地區の摩擦に關する考察, 橋梁と基礎, Vol.23, No.7, pp.20-26
 15. 日本道路公團.(1985). 摩擦杭設計要項(案).
 16. 阪神高速道路公團.(1990). 場所打ちの抗支持力設計要項
 17. 土木學會.(1986). 國鐵建設構造物設計標準解説・基礎構造物/抗土壓構造物, 「120不完全支持抗の抗基礎」, pp.206-208.
 18. (社)上質工學會九州支部. (1991). 地盤と構造物の不同沈下とその対策-九州における事例解析
 19. 金澤寬・池田龍雄・田公雅比古.(1989). 六甲アイランドにおける基礎工, 基礎工, Vol.17, No.7, pp.63-71.
 20. 久米勝行ほか: 軟弱地盤上の不同沈下の實態とその豫測, 土木技術資料
 21. 久米勝行.(1984). ジオテキスタイルの基礎工への利用-道路・河川堤防など-, 基礎工, Vol.12, No.6, pp. 28-34.
 22. 久米勝行ほか.(1985). 有限要素法による土中のジオテキスタイルの變形舉動解析, 第30回上質工學ツソボウムオテキスタイルを用いた工法, 土質工學會
 23. (社)土質工學會九州支部. (1993). 埋立地盤の設計施工技術-現状と課題-
 24. 福井實・内田直樹・大和田精一・高垣利夫.(1991). 超高層建物における基礎の考え方,(1991). 基礎工, Vol.19. No.1, pp. 23-33.
 25. Bjerrum, L., Johannesson, I.J., & Eide, O. (1969). "Reduction of Skin Friction on Steel Piles to Rock." Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., Vol.2: 27-34.
 26. Bowles, J.E.(1988). "Foundation Analysis and Design" 4th Ed., McGraw-Hill, New York. pp. 843-848.
 27. Brons, K.F., Amesz, A. W., & Rinck, J.(1969). "The Negative Skin Friction Along the Shaft of a Foundation Pile." Spec. Sess. No. 8, 7th Int. Conf. S.M. & F.E., paper no.2.
 28. Claessen, A.I.M. & Horvat, E.(1974) "Reducing Negative Friction with Bitumen Slip Layers." Jnl. Geot. Eng. Divn., ASCE, vol. 100, no. GT8: 925-944.
 29. Das, B.M.(1995). "Principles of Foundation Engineering" 3rd Ed., PWS-KENT, pp. 566-571.
 30. Fellenius, B.H. & Broms, B.B.(1969). "Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay." Proc. 7th Int. Conf. S.M. & F.E., vol. 2: 93-98.
 31. Hutchinson, J. N. & Jensen, E.V.(1968). "Loading Tests on Piles Driven into Estuarine Clays at Port Kharramashahr, Iran, and Observations of the Effect of Bitumen Coatings on Shaft Bearing Capacity". N.G.I., pub. no. 78:1-12.
 32. Johannessen, I. J. & Bjerrum, L.(1965). "Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock Due to Settlement of the Surrounding Clay." Proc. 6th Int. Conf. S.M & F.E., vol. 2: 261-264.
 33. Koerner, R.M. & Mukhopadhyay, C.(1972). "Behavior of Negative Skin Friction on Model Piles in Medium-Plasticity Silt." High. Res. Rec., no. 405: 34-44.
 34. M.I.T.(1973). "Proceedings of a Symposium on Downdrag of Piles." ed. by F.E. Garlanger and T. W. Lambe. M.I.T. Soils Pub. no. 331.
 35. Mitchell, J.K.(1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils." J.S.M.F.D., ASCE, vol.96, SM1: 73-110.
 36. Poulos, H.G. and Davis, E.H.(1980) "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley & Sons, pp.265-289.
 37. Vesic, A.S.(1977). "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No.42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 38. Walker, L. K. & Darvall, P. Le P.(1973). "Dragdown on Coated and Uncoated Piles." Proc. 8nd Int. Conf. S.M. & F.E., Moscow, vol. 2.1: 257-262.