한국지반공학회논문집 제25권 1호 2009년 1월 pp. 89 ~ 99 Technical Note

재하시험을 통한 소구경말뚝의 지반보강효과를 고려한 해석법

Analysis Method Considering the Ground Reinforcement Effect of Micropile by Field Loading Tests

홍 석 우[1] Hong, Seok-Woo

Abstract

Compared to standard piling methods, micropile construction can be used in downtown areas since it generates less vibration and noise. Since it only causes less soil disturbance, it is commonly used as reinforcement to existing structures. In this study, a field wherein the bearing capacity and settlement of soil can not support the weight of the superstructure was selected and micropiles were implemented instead of ordinary piles. The deformation modulus of the micropile reinforced ground was determined and was directly reflected in the design. Loading testing was used to check whether or not the allowable bearing capacity satisfies the condition of the designed bearing capacity. The computed deformation modulus based from the test was used in the numerical analysis of soil to investigate the stability of the foundation and analysis method. And a method for controlling the bearing capacity and settlement was recommended.

요 지

소구경말뚝공법은 시공시 진동이나 소음이 기존의 말뚝공법에 비해 적기 때문에 도심지에서도 원활한 시공이 가능하며, 지반의 교란이 적기 때문에 구조물 보강에도 많이 사용되고 있다. 본 논문에서는 지반의 지내력만으로 상부 구조물의 하중을 지지하기 어렵다고 여겨지는 현장을 선정하여 기존 말뚝공법대신 소구경말뚝공법을 적용하였고, 소구경말뚝으로 보강된 지반의 변형계수를 구하여 직접 설계에 반영하였다. 그리고, 재하시험을 이용하여 현 지반의 허용지지력이 설계지지력 조건에 대해 만족하는지의 여부와 시험결과에 의해 산정한 변형계수에 의한 지반의 수치해석을 통한 기초의 안정성검토 결과를 통해 지지력 및 침하량을 관리하는 해석법을 제안하였다.

Keywords : Bearing capacity, Settlement, Deformation modulus, Loading test, MicroPile, Numerical analysis

1. 서 론

현재 국내 건설현장에서 구조물의 하중을 지지하는 기초형식으로 가장 많이 사용되고 있는 공법은 말뚝이다. 그러나 이 말뚝공법의 설계시 지반 자체의 지지력이 상당히 있음에도 불구하고 상부 구조물의 하중을 말뚝이 전부 받는 것으로 설계를 하고 있는 것이 일반적이다. 말뚝 재료와 지반의 강성이 차이가 많이 나서 하중의 재하시 침하량의 차이가 많이 발생하기 때문으로 판단된다. 그러나 소구경말뚝을 사용하면 말뚝의 강성이 작아 지반 내에 설치시 지반과 같이 거동하게 되어 지반지지력을 최대한으로 활용할 수 있기 때문에 보다 경제적이고 합리적인 설계가 가능해져 요즘에 기존 말뚝공법의 대안으로 많이 사용되고 있는 실정이다. 그리고 급속한 산업화에 따라 도시지역내의 건설수요가 증가하고 이에 따른 분쟁도 늘어나 주변구조물이나 지반

1 정회원, 동의대학교 토목공학과 겸임교수, 공학박사, (주)SSC건설턴트, SR건설(주) 대표이사 (Member, Adjunct Prof., Dept. of Civil Engrg., Dongeui Univ., CEO, SSC Consultant Co., Ltd., SR Construction Co., Ltd., hongswoo@pusan.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

그리고 환경에 최소한으로 영향을 주는 공법이 요구되고 있다. 소구경말뚝은 기존의 기성말뚝의 타입(打入)으로 인한 소음과 진동에 의한 건설공해가 발생하는 단점을 극복할 수 있고, 시공(접근)하기 곤란한 환경이나 부지가 협소하여 대형장비의 작업이 용이하지 않고, 기존 구조물의 언더피닝이나 지장물이 있는 공간에 시공할 경우에도 효과적인 적용이 가능하다고 할 수 있다. 소구경말뚝은 크게 두 가지 목적으로 사용된다. 첫 번째 목적은 직접 상부구조물의 하중을 지지하도록 사용되는 것이고, 두 번째는 사면안정이나 원지반을 보강하기 위해서 사용하는 것이다. 그러나, 어떤 목적으로 사용하든 설계시 지반의 보강효과를 고려하여 설계하는 것이 보다 경제적이고 합리적이라고 하겠다.

본 논문에서는 지반의 지지력 만으로 상부 구조물의 하중을 지지하기 어렵다고 여겨지는 현장을 선정하여 기존 말뚝공법대신 소구경말뚝공법을 적용하였고, 소구경말뚝으로 보강된 지반의 변형계수를 구하여 직접 설계에 반영하였다. 그리고, 재하시험 및 수치해석을 통해 지지력 및 침하량을 관리하는 간편해석법을 제안하였다. 본 제안이 기존의 소구경말뚝의 설계법을 완전히 대신하기에는 무리가 있지만 그동안 말뚝의 설계시 고려되지 않았던 지반의 지지력을 이용하고자 하는 시도로서, 다른 여러 가지 설계정수 및 식들에 대한 연구를 보완하여 지반의 보강효과를 고려한 소구경말뚝의 해석법 개발하는 것이 본 연구의 최종목표이다.

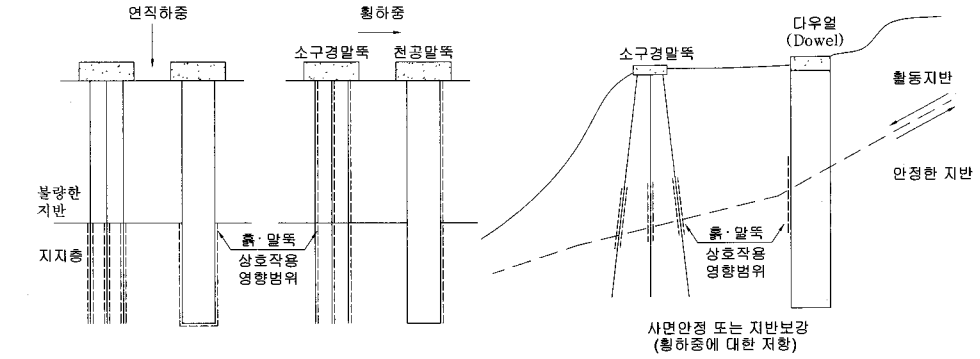
2. 소구경말뚝의 개요

2.1 소구경말뚝 정의 및 특징

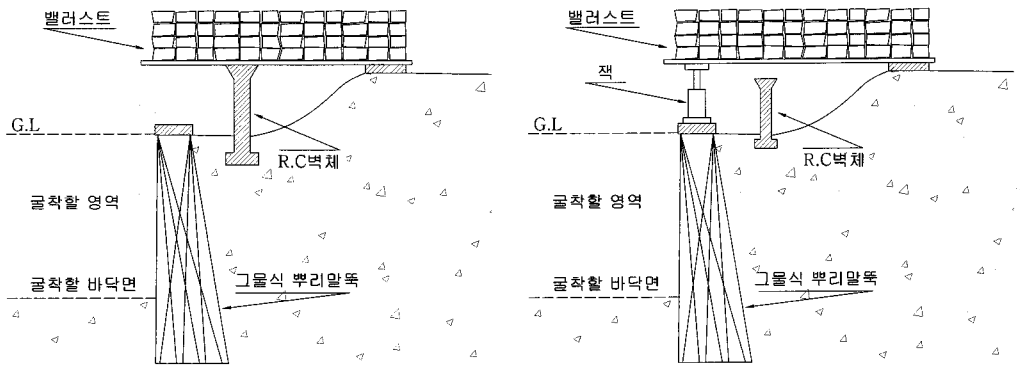
소구경말뚝은 대부분 100mm에서 300mm사이의 직경과 최소 4m에서 30m의 시공길이를 가지며, 300~1000kN의 압축 또는 인장하중 지지능력이 있다(Finno 등, 1997). 또 소구경말뚝은 직경에 비해 길이가 길어 선단지지력보다는 주면마찰력(skin friction)에 의해 극한지지력이 결정된다(DSI, 1992).

2.2 소구경말뚝의 분류

일반적으로 소구경말뚝은 말뚝의 직경, 시공방법, 내부 보강재에 따라 분류하고 있으나, 미연방도로국(FHWA, 1997)에서는 다음과 같이 두가지 개념을 바탕으로 구분하고 있다.



(a) 하중지지말뚝



(b) 원지반 보강 말뚝

그림 1. 소구경말뚝의 거동에 따른 분류(Lizzi, 1982)

2.2.1 소구경말뚝의 거동에 따른 분류(philosophy of Behavior)

소구경말뚝은 외부의 구조물 하중을 견고하고 안정된 지반으로 전달할 수 있도록 설계하므로, 기존 말뚝을 대신하여 사용할 수 있다. 따라서, 축하중을 받는 경우나 활동사면의 횡방향하중에 저항하기 위해 소구경말뚝을 적용하는 경우, 소구경말뚝은 작용 하중에 직접 저항할 수 있으며, 이때 내부 보강재인 강재가 주로 그 지지 역할을 담당한다. 이와 같은 하중지지체로서의 소구경말뚝의 거동 원리는 단말뚝 및 군말뚝 모두 적용된다.

그림 1(a)는 소구경말뚝이 축하중 또는 횡하중을 직접 지지하도록 적용되는 경우로서 북미에서는 소구경말뚝 적용사례의 대부분을 차지하고 있다.

그림 1(a)에 비하여 그리 흔하게 적용되는 것은 아니지만 그림 1(b)처럼 나무 뿌리가 뻗은 형상과 같이 소구경말뚝을 3차원적으로 서로 엇갈리도록 그물식으로 설치하여 기초나 사면의 보강공법으로 사용하기도 한다.

그림 1(a)는 그림 1(b)와 비교했을 때 설계원리가 근본적으로 다르지만 경우에 따라 두가지 개념이 혼용될 수도 있다. 그림 1(a)는 말뚝의 무리효과(group effect)를 기대할 수 있는 반면, 사면 안정을 위하여 그림 1(b)를 적용하여 설계할 경우는 활동파괴면을 따라 말뚝에 직접 작용하는 전단력이나 모멘트를 고려해야 한다.

2.2.2 그라우팅 방법에 따른 분류

소구경말뚝의 시공 단계를 구분하면 다음과 같다.

- 천공(drilling)
- 강재설치(placement of reinforcement)
- 그라우팅(grouting)

지반앵커와 마찬가지로 소구경말뚝도 그라우트와 지반의 부착에 의해 지지능력이 크게 좌우되므로 그라우팅은 매우 중요하며, 그라우팅 방법에 의해서 부착력은 크게 달라지게 된다.

그림 2는 그라우팅 방법에 따른 소구경말뚝을 분류한 것이다.

3. 소구경말뚝 현장재하시험

3.1 현장조건

본 연구에서 대상으로 결정한 현장의 지반조사 결과에 의하면 본 지역은 상부로부터 표토층, 점성토층, 모래층, 자갈모래층, 자갈층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순으로 분포하고 있다.

본 연구에서 현장재하시험대상으로 선정한 단면 및 지층분포는 그림 3과 같다.

3.2 기초의 안정성 검토

3.2.1 설계조건

건축물 기초가 설치되는 심도는 약 -10.5m이며, 건축물 기초 하부 지반은 자갈모래층, 자갈층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층 등이 불균일하게 분포하고 있다. 따라서 풍화암이상의 지반에서는 기초의 지내력에 문제가 없지만 자갈층, 자갈모래층, 풍화토 등 지반에 기초가 설치될 때는 소요의 지내력을 가지고 있는지를 먼저 검토해야 했다. 해석시 아파트와 주차장의 하중조건은 상시하중(지상27층+지하2층)일 때 341.04kN/m^{2}이고 풍화중

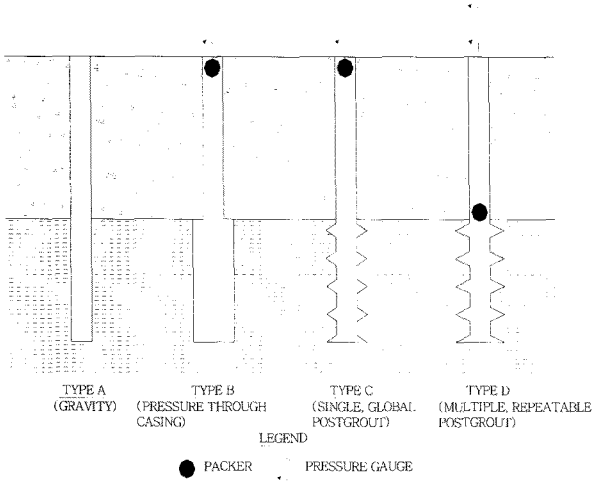


그림 2. 그라우팅 방법에 따른 분류(FHWA, 1997)

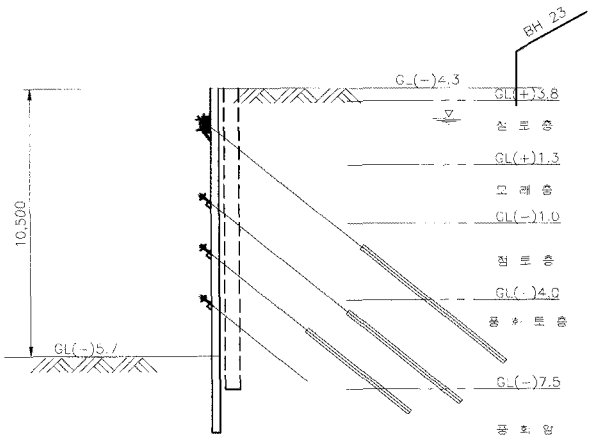


그림 3. 건물기초 단면 및 근입깊이

표 1. 건축구조물의 물성치

구 분	모 델	EI (kN·m²/m)	EA (kN/m)	ω (kN/m/m)	비 고
아파트	Elastic	6,411,482.46	34,194,569.85	36.79	
주차장	"	980,234.82	18,237,103.92	19.62	

고려시 539kN/m² 이며, 주차장은 147kN/m²로 계산되었고, 구조물 물성치는 표 1과 같다.

3.2.2 지반의 지지력 계산

본 지층을 Terzaghi의 지지력 공식(식 (1))을 이용하여 계산하면 다음과 같다.

- 계산조건은 기초폭 : 10m(근입깊이=0),
- 기초지반의 지반정수 :

$\gamma = 18.64\ \mathrm{kN/m^3},\ \gamma' = 9.8\ \mathrm{kN/m^3},\ c = 0,\ \phi = 35^\circ$

허용지지력을 계산하면 다음과 같다.($N_\gamma = 42.4$)

$$q_a = \frac{1}{F_s}(\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) \quad (1)$$
$$= 693.57\,(\mathrm{kN/m^2})$$

따라서 상기 계산된 허용지지력이 아파트의 설계하중인 539kN/m²보다 높아 지지력에 대해서는 안정한 것으로 나타났다.

3.2.3 변형해석결과

(1) 무보강 지반의 변형해석

구조물이 설치될 기초 지반의 침하량이 허용치 이내인지를 알기 위해 변형해석을 실시하였다.설계시 적용 지반정수는 일반적인 범위를 참조하여 결정하였으며, 변형해석시 적용한 지반의 정수는 표 2와 같고 검토결과는 표 3과 같다.

(2) 소구경말뚝 보강지반의 변형해석

침하량에 대한 검토 결과 보강 대책이 필요한 경우 소구경말뚝공법을 적용하여 보강시 고려할 보강지반의 변형계수를 식 (2)와 같이 산정하고 표 4의 강도정수를 사용하여 변형해석을 실시하였다.

- 소구경말뚝의 단면제원 :

$\phi = 101.6\mathrm{mm},\ t = 4\mathrm{mm}\quad (A = 12.26\ \mathrm{cm^2})$

- 소구경말뚝의 탄성계수 : 20,601kN/cm²
- 시공 간격 : 1.5m × 1.5m
- 보강시 복합 탄성계수 계산:

$$E_t = \frac{E_s \times (A_t - A_m) + E_m \times A_m}{A_t} \quad (2)$$
$$= \frac{3433.5 \times (150^2 - 12.26) + 20{,}601{,}000 \times 12.26}{150^2}$$
$$= 14{,}656.14\,(\mathrm{N/cm^2})$$

건축물 기초 하부 지반이 지지층(풍화암, 연암층)과

표 2. 지반 강도정수

지 층	모 델	변형계수 (N/cm²)	포아송비	단위중량 (kN/m³)	점착력 (N/cm²)	전단저항각 (°)
자갈모래	Mohr-Coulomb	2,943	0.3	19	-	35
풍화토	Mohr-Coulomb	3,433.5	0.3	19	2	30
풍화암	Mohr-Coulomb	14,715	0.3	20	3	33
보강지반	Mohr-Coulomb	14,656.14	0.3	19	2	30

표 3. 자갈모래층의 층후별 변형해석결과

하중조건	자갈모래층두께(m)	연직변위(mm)	부등침하각	허용변위기준
상시하중+풍하중 539(kN/m²)	1.0	40.69	1/645	허용침하량:5cm 허용부등침하:1/500
	2.0	50.88	1/547	
	3.0	61.06	1/479	
	3.5	66.13	1/451	

표 4. 보강지반 강도정수

지 층	모 델	변형계수 (N/cm²)	포아송비	단위중량 (kN/m³)	점착력 (N/cm²)	전단저항각 (°)
보강지반	Mohr-Coulomb	14,656.14	0.3	19	2	30

자갈모래층·풍화토층 등이 아파트 기초와 주차장 기초 하부에 함께 존재하는 경우에 대해 자갈모래층·풍화토층의 두께 1.0, 2.0, 3.0, 3.5m에 대해 변형해석을 실시한 결과, ① 상시하중 + 풍화중 작용시는 자갈모래층 및 풍화토층의 두께가 2.0m이상인 경우부터 최대연직변위 및 최대부등침하각이 허용변위기준보다 커 보강대책이 필요할 것으로 판단되었다.

② 소구경말뚝공법을 적용하여 아파트 하부 기초지반을 보강한 경우에 대한 변형 해석 결과 최대침하량 및, 부등침하각이 허용변위기준보다 작은 것으로 나타났다.

③ 건축물 기초의 침하량 계산시 원지반 및 소구경말뚝지반의 변형계수를 추정하였으므로 지반 재하후 대형평판재하시험을 하여 변형계수를 구하여 변형해석시 사용한 값과 비교하여 기초의 안정성을 확인해야할 필요가 있었다.

3.3 현장재하시험

3.3.1 재하시험의 개요

본 연구의 대상지반으로 선정된 건물 기초지반의 허용지지력 산정 및 침하량의 산정을 위한 지반의 변형계수를 구하기 위하여 대형평판재하시험을 실시하였다.

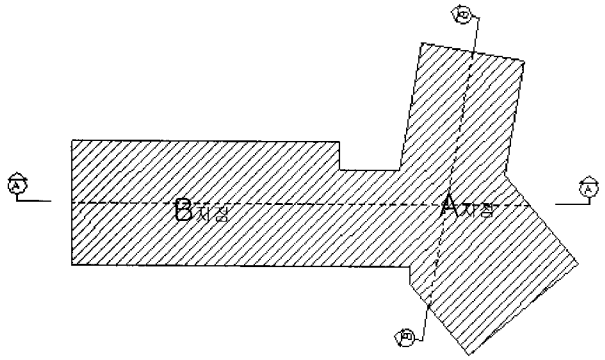


그림 4. 건물기초 평면상의 재하시험 위치도

건물기초 하부지반의 확인 보오링 결과 풍화암의 분포가 0.5~3.5m 범위에 있으며, 건물기초 평면상의 재하시험 위치도는 그림 4와 같다.

각 시험위치의 시험장치 제원은 표 5, 그림 5~6과 같다.

시험은 ① 무보강 A지점에 대한 재하시험 : 1개소, ②소구경말뚝으로 보강할 B지점에 대한 무보강시 재하시험 1개소, ③ 소구경말뚝으로 보강된 B지점에 대한 재하시험 : 1개소 등 총 3개소에 대해 실시했다.

3.3.2 재하시험 결과

재하시험의 결과를 이용하여 하중~침하곡선, log 하

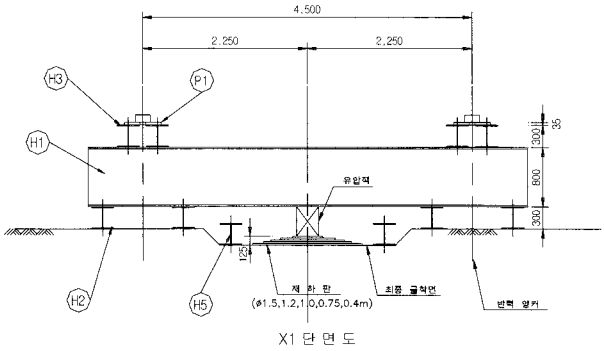


그림 5. 재하계획 단면도(반력앵커사용)

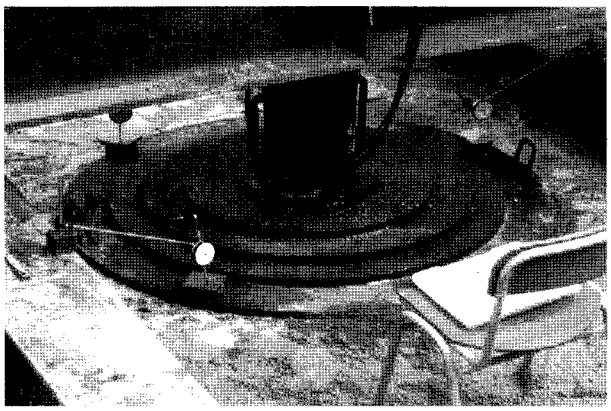


그림 6. 재하판 및 변위계 설치 전경

표 5. 시험장비 제원

구 분	규 격	단 위	수 량	비 고
반력하중	지반앵커 (ϕ12.7×6EA)	개소	4	
재하판	ϕ150cm	개	1	
유압잭	2943kN	개	1	
변위계	다이얼 게이지	개	3	스트로크 50mm 정밀도 1/100mm
변위계 지지대		개	2	

중~log 침하 곡선을 작성하여 이 곡선으로부터 ① 지반반력계수, ② 허용지지력, ③ 변형계수 등을 산정하였다.

(1) 건물기초 무보강 A 지점

① 허용지지력

건물기초 A 지점의 시험결과는 그림 7 및 8과 같으며 시험하중의 범위 내에서 지반의 항복이 발생하지 않았으나 시험최대하중(1,962kN)을 항복하중으로 간주하여, 식 (3)과 같이 허용지지력을 평가하면 허용지지력은 610.87kN/m^{2}이상일 것으로 판단되었다.

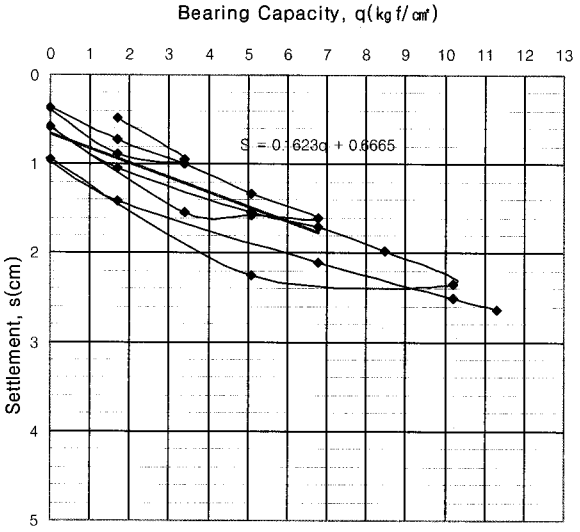


그림 7. q-s 곡선(건물기초 A지점 - 무보강 지반)

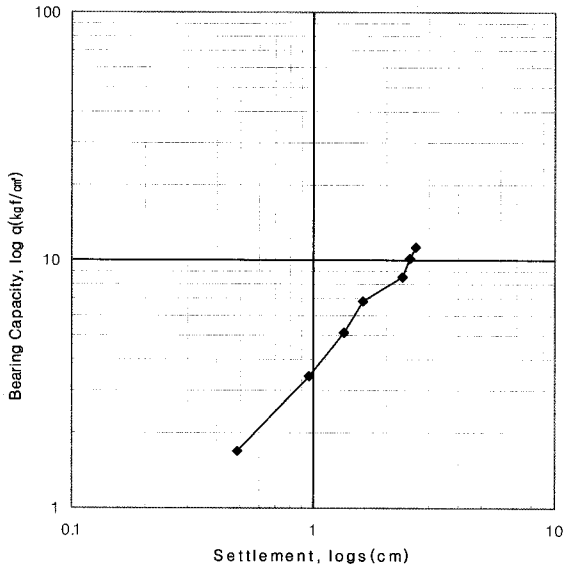


그림 8. log q - log s 곡선(건물기초 A지점 - 무보강 지반)

◉ 허용지지력의 산정 :

$$q_a = \frac{P}{A} + \frac{1}{3} \times N_q' \times \gamma \times D_f \quad (3)$$

$$= \frac{1962/2}{1.767} + \frac{1}{3} \times 3 \times (18 \times 0.5 + 17 \times 0.7 + 9 \times 1.8 + 9 \times 2.3 + 9 \times 3.0 + 10 \times 2.2)$$

$$= 610.87\,kN/m^2$$

여기서,

P/A : $\frac{q_u}{3}$ 또는 $\frac{q_y}{2}$ 중에서 작은 값

N_q' : 지지력 계수로서 느슨한 모래지반은 6, 다져진 모래지반은 12, 점성토 지반은 3의 값을 사용 (본 계산시 3적용)

γ : 표토층 18kN/m^3, 모래층, 점토층 17kN/m^3, 풍화토층 19kN/m^3,

D_f : 근입깊이=10.5m

② 변형계수

건물기초 A 지점의 시험결과를 이용하여 지반반력계수를 구한 뒤 식 (4) 및 (5)를 이용하여 현 시험 위치에서의 변형계수를 산정하면 표 6과 같다.

◉ 방법 1 : $E_s = I_\rho \times B \times (1-\nu^2) \times K_v$ (4)

여기서, I_ρ : 기초저면의 형상과 강성에 의해 정해지는 계수=원형재하판 0.79

ν : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

B : 재하판의 직경 = 150cm

K_v: 지반반력계수

◉ 방법 2 : $E_s = \frac{\pi \times r \times (1-\nu^2)}{2 \times s} \times q$ (5)

여기서, r : 재하판의 반경 = $\frac{150}{2} = 75\,cm$

s : 침하량

q : 하중강도

ν : 지반의 포아송비 = 0.3 적용

표 6. 건물기초 A 지점 시험 결과의 요약

구 분		결 과	평 균
지반반력계수 K_v(N/cm^3)		60.44	-
변형계수 E(N/cm^2)	방법 1	6517.47	6498.54
	방법 2	6479.51	
허용지지력(q_a)(kN/m^2)		610.87	-

③ 건물기초 A 지점 시험 결과의 요약

건물기초 A 지점의 시험결과를 요약하면 표 6과 같다.

(2) 건물기초 무보강 B지점

건물기초에서 소구경 말뚝으로 보강해야할 지반에 대해 무보강시 B 지점의 재하시험결과는 그림 9 및 10과 같고 상기 방법과 같이 시험결과를 정리하면 표 7과 같다.

(3) 건물기초 소구경말뚝 보강 B 지점

건물기초에서 소구경말뚝으로 보강된 지점의 말뚝중앙에 재하판(ϕ150cm)을 설치하고 실시한 보강 B 지점의 시험결과는 그림 11 및 12와 같고 상기 방법과 같이

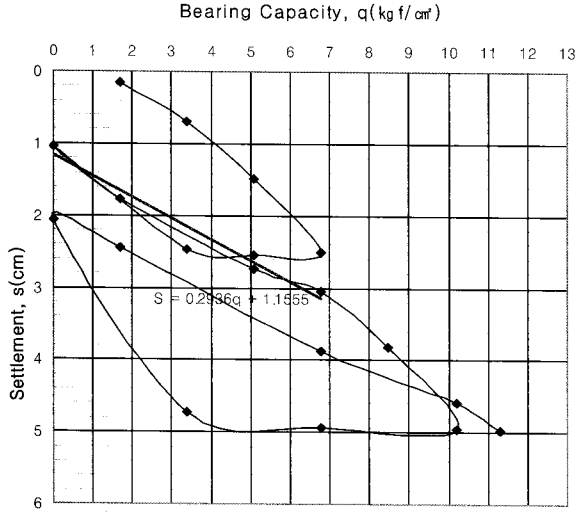


그림 9. q-s 곡선(건물기초 B지점 - 무보강 지반)

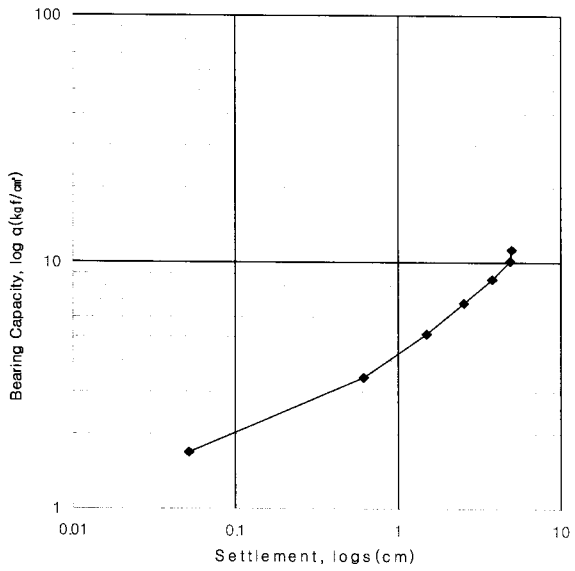


그림 10. log q - log s 곡선(건물기초 B지점 - 무보강 지반)

표 7. 건물기초 무보강 B 지점 시험 결과의 요약

구 분		결 과	평 균
지반반력계수 K_v(N/cm^3)		33.41	-
변형계수 E(N/cm^2)	방법 1	3603.11	3592.62
	방법 2	3582.12	
허용지지력(q_a)(kN/m^2)		610.89	-

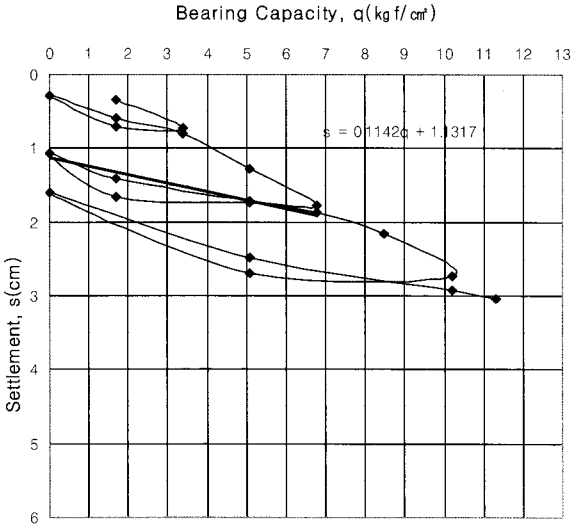


그림 11. q-s 곡선(건물기초 B지점 - 소구경말뚝 보강 지반)

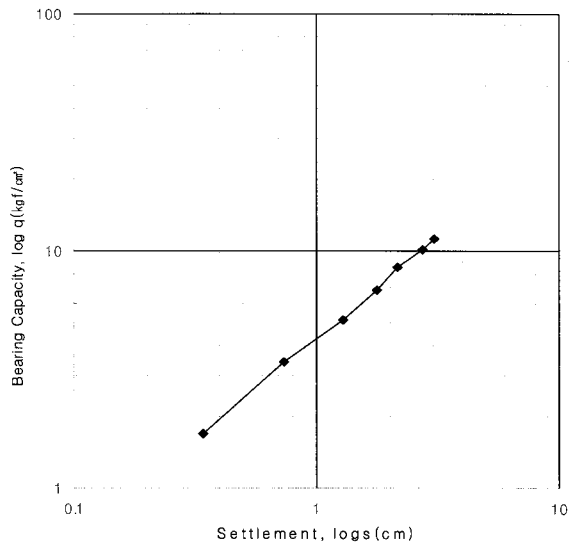


그림 12. log q - log s 곡선(건물기초 B지점 - 소구경말뚝 보강 지반)

표 8. 건물기초 B 지점 시험 결과의 요약

구 분		결 과	평 균
지반반력계수 K_v(N/cm^3)		85.91	-
변형계수 E(N/cm^2)	방법 1	9263.68	9236.70
	방법 2	9209.73	
허용지지력(q_a)(kN/m^2)		610.89 이상.	-

표 9. 시험 위치에서의 허용지지력

구 분	시험 최대하중	항복 강도	허용지지력
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	1962kN	항복이 발생치 않음.	610.89(kN/m^2)이상.
건물기초 B 지점 (무보강지반)	1962kN	항복이 발생치 않음	610.89(kN/m^2)이상.
건물기초 B 지점 (소구경말뚝 보강지반)	1962kN	항복이 발생치 않음	610.89(kN/m^2)이상.

표 10. 현장 시험 결과 지반의 변형계수

구 분	지반반력계수	변형계수
건물기초 A 지점 (무보강 지반)	60.44N/cm^3	6498.54N/cm^2
건물기초 B 지점 (무보강지반)	33.41N/cm^3	3592.62N/cm^2
건물기초 B 지점 (소구경말뚝 보강지반)	85.91N/cm^3	9236.70N/cm^2

시험결과를 정리하면 표 8과 같다.

건물기초에 대한 ϕ150cm 대형평판재하시험 3개소의 결과를 요약 분석하면 표 9 및 10과 같다.

3.3.2 절에서 당초 소구경말뚝 보강지반의 계산된 환산변형계수는 E=14656.14N/cm^{2}로 건물기초 B지점에서의 현장 시험 결과에서 구해진 지반의 변형계수 9236.70N/cm^{2}와는 차이가 많이 난다. 따라서 소구경말뚝으로 보강된 지반의 변형해석시 환산변형계수를 쓰면 1.6배 정도의 차이가 발생해 과대평가할 염려가 있으므로 주의를 요한다. 본 연구에서는 시험결과의 변형계수를 적용하여 기초의 안정성 해석을 수행하였다.

3.3.3 건물기초 변형해석

건물기초의 경우 현 지반의 지층분포가 불균등하여 부등침하의 우려가 있으므로, 건물기초 하부지반의 풍화토층을 재하시험결과에 의해 결정된 소구경말뚝의 변형계수를 적용하여, 적절한 간격으로 보강하였을 경우, 구조물 기초의 부등침하에 대한 안정성을 평가하였다.

① 소구경말뚝의 변형계수(E_p) 산정

식 (6)을 이용하여 건물기초 B지점에서의 현장시험 결과에서 구한 소구경말뚝의 변형계수를 산정하면 다음과 같다.

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_t - A_p) + E_p \times A_p}{A_t} \tag{10}$$

$$9236.70 = \frac{3592.62 \times \left(\pi \times \frac{150^2}{4} - 12.26\right) + E_p \times 12.26}{\frac{\pi \times 150^2}{4}}$$

$$E_p = 8138363.64 \mathrm{N/cm^2}$$

여기서, E_{ps} : 소구경말뚝 보강지반의 탄성계수

E_p : 소구경말뚝의 탄성계수

E_s : 지반의 탄성계수

A_t : 보강된 지반의 전면적

A_p : 소구경말뚝 면적

② 소구경말뚝 보강지반의 변형계수 산정

산정된 소구경말뚝의 변형계수 및 식 (6)을 이용하여 각 보강간격에 따른 보강지반의 탄성계수를 산정하면 표 10과 같다.

◉ 1.0×1.0m

$$E_{ps} = \frac{E_s \times (A_t - A_p) + E_p \times A_p}{A_t}$$

$$= \frac{3592.62 \times \left(\pi \times \frac{100^2}{4} - 12.26\right) + 8138363.64 \times 12.26}{\frac{\pi \times 100^2}{4}}$$

$$= 16284.6 \mathrm{N/cm^2}$$

표 11. 변형해석시 지반정수

지 층		모 델	변형계수 (kN/m^2)	포아송비	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	전단저항각 (°)	비고
소구경말뚝	1.0×1.0	Mohr −Coulomb	162846	0.3	19	20	30	재하시험 결과에 의함
	1.2×1.2		124113					
	1.5×1.5		92367					
풍화토		Mohr −Coulomb	35926	0.3	19	20	30	
풍화암		Mohr −Coulomb	490500	0.3	20	30	33	

같은 방법으로 1.2×1.2m, 1.5×1.5m를 계산하면

◉ 1.2×1.2m 일때 $E_{ps} = 12411.32\,N/cm^2$

◉ 1.5×1.5m 일때 $E_{ps} = 9236.70N/cm^2$

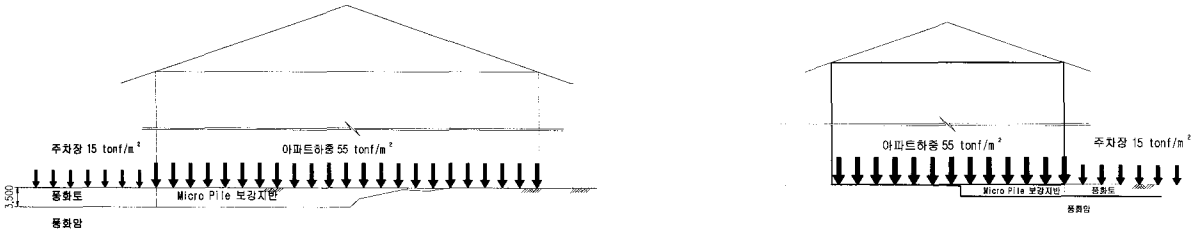
건물기초 변형해석시 사용된 지반정수는 표 11과 같다. 해석시의 해석 단면도는 그림 13과 같다.

3.2.4 건물기초 A 단면 변형해석결과

건물기초 A단면의 해석시 요소분할도는 그림 14와 같다.

소구경말뚝 보강간격 C.T.C=1.0m, C.T.C=1.2m, C.T.C=1.5m 일 경우에 대해 변형해석결과는 표 12와 같다. 따라서 확인 보오링에 의한 지층분포를 적용하여 건물 기초의 안정성을 검토한 결과 1.5×1.5m로 보강해도 최대 발생변위 및 최대 발생 부등침하각이 허용치 이내로 안정한 것으로 판단되었다.

건물기초 A단면의 해석결과를 적용하여 기초의 안정성을 확보하기 위하여 아래 그림 15와 같이 기초를 보강하는 것으로 결정하였다. 지층이 변화하는 구간에 대하



(A단면) (B단면)

그림 13. 해석단면도

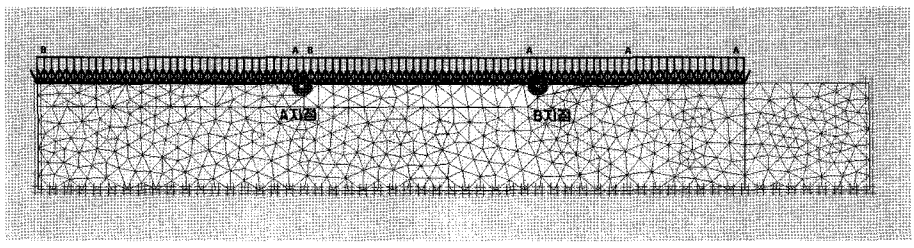


그림 14. 건물기초 A 단면 요소분할도

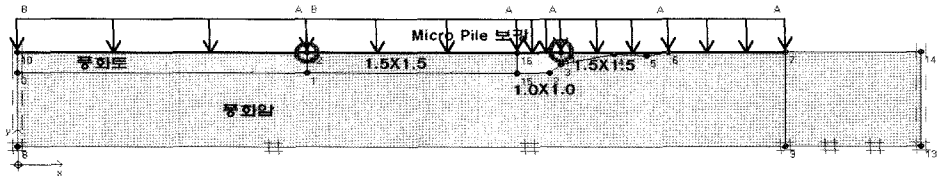


그림 15. 지반구성 및 소구경말뚝 배치도

표 12. 건물 기초의 안정성 검토 결과

구 분		최대발생변위 (cm)	허용변위 (cm)	최대발생부등침하각 (rad)	허용변위각
소구경말뚝 보강지반 (1.0×1.0m)	A지점	2.040	5.0	1/1174	1/500
	B지점	1.758	5.0	1/2347	1/500
비 고		O.K		O.K	
소구경말뚝 보강지반 (1.2×1.2m)	A지점	2.337	5.0	1/1048	1/500
	B지점	1.850	5.0	1/1623	1/500
비 고		O.K		O.K	
소구경말뚝 보강지반 (1.5×1.5m)	A지점	2.773	5.0	1/893	1/500
	B지점	2.140	5.0	1/1126	1/500
비 고		O.K		O.K	

표 13. 건물기초 A단면 해석결과

구 분		최대발생변위 (cm)	허용변위 (cm)	최대발생부등침하각 (rad)	허용변위각
소구경말뚝 보강지반 (1.5×1.5m) (일부구간1.0×1.0m)	A지점	2.773	5.0	1/892	1/500
	B지점	1.780	5.0	1/2133	1/500
비 고		O.K		O.K	

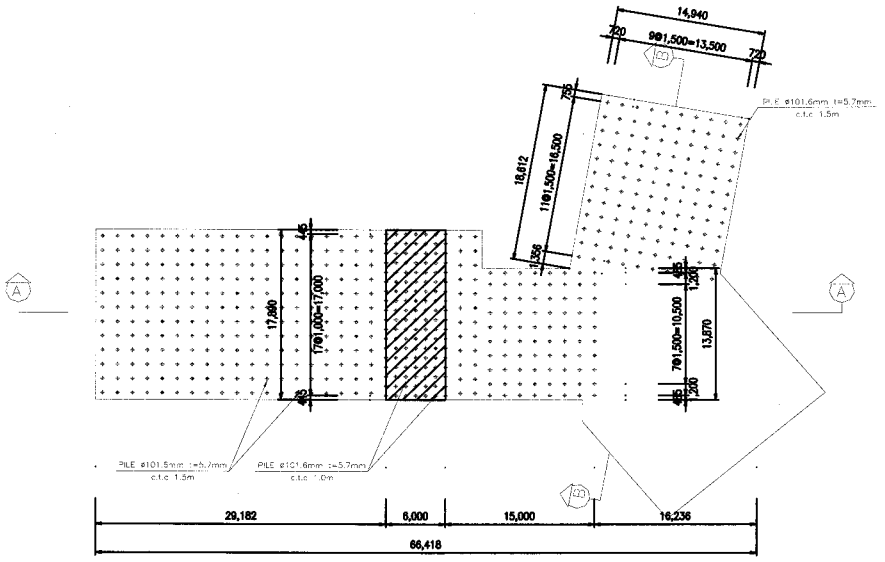


그림 16. 안정성 해석에 의하여 결정된 기초의 보강평면도

여 소구경말뚝을 1.0×1.0m로 보강하여, 부등침하가 작게 발생하도록 하였다.

변형해석결과는 표 13과 같고 구조물 기초변위가 허용치 이내에 드는 것으로 나타났고, 안정성 해석에 의하여 결정된 기초의 보강평면도는 그림 16과 같다.

5. 결 론

소구경말뚝공법은 시공시 진동이나 소음이 기존의 말뚝공법에 비해 적기 때문에 도심지에서도 원활한 시공이 가능하며, 지반의 교란이 적기 때문에 구조물 보강에도 많이 사용되고 있다. 또한, 시공장비 자체도 소형이므로 협소한 지역 및 연약지반에서의 시공이 용이하여 지반의 종류에 관계없이 적용이 가능해 그 이용이 날로 증가되고 있는 실정이다. 그러나 소구경말뚝공법의 설계시 기존의 말뚝설계 방법을 그대로 따르고 있어 지반보강의 개념을 도입한 설계방법의 정립이 필요한 시점이다.

본 연구에서는 지반의 지지력만으로 상부 구조물의 하중을 지지하기 어렵다고 여겨지는 현장을 선정하여 기존 말뚝공법대신 소구경말뚝공법을 적용하였고, 소구경말뚝으로 보강된 지반의 변형계수를 구하여 직접 설계에 반영하였다. 그리고, 재하시험을 이용하여 현 지반의 허용지지력이 설계지지력 조건에 대해 만족하는지의 여부와 시험결과에 의해 산정한 변형계수에 의한 지반의 수치해석을 통한 기초의 안정성검토 결과를 통해 지지력 및 침하량을 관리하는 간편한 해석법을 제안하였다.

본 논문에서의 결론은 다음과 같다.

(1) 무보강시의 건물기초부지반의 지지력과 소구경말뚝 보강시의 지지력을 재하시험을 통해 비교한 결과를 이용하여 건물의 허용지지력에 대한 안정성을 판단하였다.
(2) 무보강시의 건물기초부 지반의 변형계수와 소구경말뚝 보강시의 지반 변형계수를 재하시험을 통해 구할 수 있었고, 이를 수치해석시 적용하여 지반의 침하량을 예측할 수 있었다.
(3) 본 현장과 같이 지반의 지지력이 상당히 확보되는 지역에 구조물을 축조시 무조건 하중을 지지하기

위한 기초로 말뚝공법을 적용하는 것보다 지반의 지지력을 활용할 수 있는 소구경말뚝을 적용하는 것이 보다 경제적이고 합리적인 것으로 판단된다.

(4) 각 지반의 종류별로 소구경말뚝 보강비에 따른 지반보강효율을 계속적으로 관찰하고 정립하는 것이 추후 과제이다.

참 고 문 헌

1. DSI. (1992), *Promotional brochure on GEWI piles*. Munich, Germany.
2. FHWA. (1997), *Drilled and Grouted Micropiles : State of practice Review*. FHWA-RD-96, Volume I.
3. Finno, R.J., and Perdomo, C.O. (1997), *Evaluation of Compaction Grouted Minipile at the Northwestern University National Geotechnical Experimentation Site*. Department of Civil Engineering Northwestern University.
4. Lizzi, F. (1982), *Static Restoration of Monuments*. Sagep Publisher, Genoa, Italy.

(접수일자 2008. 10. 21, 심사완료일 2008. 11. 8)