

쏘일 네일(soil nail)로 보강된 현장타설말뚝의 적용성 및 보강효과 분석

Application and its Reinforcing Effect of Soil Nailed-drilled Shafts

김 병 철¹ Kim, Byung-Chul

이 대 수² Lee, Dae-Soo

김 대 홍³ Kim, Dae-Hong

정 상 섬⁴ Jeong, Sang-Seom

김 대 학⁵ Kim, Dae-Hak

Abstract

In this study reinforcing effect of soil nailed-drilled shafts subjected to axial and lateral loads was evaluated. Special attention was given to the reinforcing effects of soil nails placed from the drilled shafts to surrounding weathered- and soft-rocks based on model tests, numerical analyses and field tests. The model tests and numerical analyses are conducted to analyze the reinforcing effect of various conditions of number, inclination, position and length. The results of 1/40 scale model tests and numerical analyses show that as the number of reinforcing level increases, the incremental effect of reinforcement tends to increase, whereas the reinforcing effect on relative position is negligible. In addition there is a reinforcing effect as the inclination angle increase up to 30 degrees. Based on the results of tensile load tests, soil nailed-drilled shaft has a considerably smaller settlement to reach the ultimate level compared with the result of un-reinforced drilled shafts. For compression tests, there is a reinforcing effect of about 200% measured.

요 지

본 연구에서는 현장타설말뚝에 보강재를 정착시킴으로써 주변지반의 강성을 높이고 보강재의 저항력에 의해 지지력을 향상시키기 위한 연구를 수행하였다. 보강형 및 무보강 현장타설말뚝에 대하여 보강효과에 영향을 미치는 인자들인 보강재의 단수, 경사, 배열에 따른 일련의 실내모형실험 및 3차원 수치해석을 수행하였다. 또한 보강효과의 검증과 실제 현장에서의 적용성을 알아보기 위하여 현장재하시험을 수행하였다. 실내모형실험 및 수치해석 결과, 보강재 3단, 8개, 40° 경사의 교차배열에서 최적의 보강효과가 발견됨을 알 수 있었다. 1/8 모형재하시험에서는 압축, 인발, 수평 모두 보강재에 의한 지지력 증가효과가 나타났으며, 변위 25mm를 기준으로 압축 및 수평실험에서는 100% 이상의 보강효과가 나타났다. 또한 무보강 현장타설말뚝의 하중 단계에 따른 변위와 주변마찰력 검토결과, 철탐기초와 같은 대규모 현장타설말뚝 설계시 사용되는 주변마찰력 값인 풍화암 10t/m², 연암 15t/m²보다 큰 주변마찰력 값을 얻을 수 있었다. 1/2 모형재하시험에서는 약 25mm의 변위가 발생하였을 때 인발하중 650ton에서 파괴가 일어났으며, 약 22%의 보강재에 의한 지지력 증가효과가 있는 것으로 나타났다.

Keyword : Field test, Model test, Numerical analysis, Reinforcing effect, Soil nailed-drilled shafts

1 정희원, 대림산업(주) 기술연구소 (Member, Daelim Industrial Co., Ltd., Technology Research Institute)

2 정희원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원, (Member, Project Manager, Korea Electric Power Research Institute)

3 정희원, 한국전력공사 전력연구원 선임연구원, (Member, Senior Researcher, Korea Electric Power Research Institute.)

4 정희원, 연세대학교 토목공학과 부교수, (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr)

5 정희원, 유니콘 기술연구소 대표이사, (Member, President, Unicorn Technical Institute)

1. 서론

최근 국내에서 현장타설말뚝의 사용이 보편화되면서 말뚝의 지지력과 하중전이특성을 분석하는 등 어느 정도 기술 축적이 이루어지고 있으나 아직 암반에 근입된 현장타설 말뚝의 경우에는 설계기준이 명확히 정립되어 있지 못한 상태이다. 특히, 인장하중을 많이 받는 송전용 철탑과 초고층건물 및 해양플랫폼 등의 기초는 기초와 지반사이의 부착강도가 쉽게 감소되는 특성과 시공상의 불확실성으로 인해 지지력 예측이 쉽지 않아 비경제적인 설계를 수행하고 있다.

이를 극복하기 위하여 현장타설 말뚝 측면에 보강재를 정착시킴으로써 주변지반의 강성을 높이고 보강재 자체의 저항에 의한 기초의 지지력 증가와 기초체의 변형을 줄일 수 있는 보강형 현장타설말뚝의 사용이 검토되고 있으며 일본에서는 송전철탑 기초로서 인발하중을 받는 말뚝기초의 지지력 향상을 위한 연구를 수행하여 기존 현장타설 말뚝기초 연구결과에 접목한 보강형 현장타설 말뚝기초가 적용된 실적이 있다. 이에 본 연구에서는 현장타설말뚝에 보강재를 정착시킴으로써 주변지반의 강성을 높이고 보강재의 저항력에 의해 지지력을 향상시키기 위한 연구를 수행하였다. 보강형 및 무보강 현장타설말뚝에 대하여 실내모형실험, 수치해석 및 현장재하시험을 수행하여 쓰일 네일(soil nail)로 보강된 현장타설말뚝의 보강효과와 그 적용성을 분석하였다.

2. 모형실험

2.1 실험개요

본 연구에서는 모형실험을 통한 하중-침하 곡선을 분석하여 보강효과 및 보강재의 최적보강형태를 파악하고자 한다. 주문진표준사를 모형지반으로 하였으며 모형기초체 두부에 LVDT를 설치하여 하중단계별 변위량을 측정, 보강효과를 산정하였다. 보강효과는 보강재의 설치변화에 따라 변화가 예상되므로 보강재의 단수를 1, 2, 3단의 세 종류에 대한 실험을 수행하였으며 보강재의 개수는 단 당 4개와 8개로 변화시켜가며 실험을 수행하였다. 이때의 하중은 인발, 압축, 인발+수평, 압축+수평의 4가지 경우에 대하여 실험을 수행하였으며 특히 철탑기초는 인발하중이 매우 크므로 인발하중을 중점적으로 실험을 수행하였다.

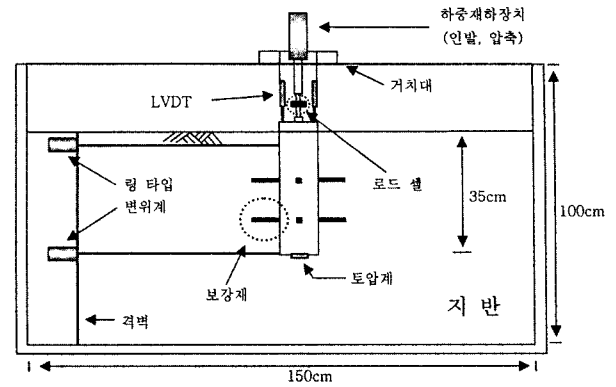


그림 1. 모형토조의 횡단면도

2.2 실험장치

2.2.1 모형토조

보강형 현장타설말뚝의 모형실험을 위해 1.0m 1.5m 1.0m의 토조를 사용하였다. 아래 그림과 같이 토조상부에 유압식 하중재하 장치를 장착하여 모형기초체에 인발하중을 재하할 수 있도록 제작하였으며 하중재하 장치 하부에 LVDT, 토조격벽 내에 링 타입(ring type) 변위계를 설치하여 수직 및 수평변위를 측정할 수 있도록 하였다.

2.2.2 모형기초 및 지반조성

본 실험에서는 실규모 기초체와 지반간의 상대강성과 모형기초와 모형지반간의 상대강성이 서로 일치하는 조건하에서 기초체의 재원을 선정하였다. 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 상대강성은 Briaud(1992)가 제안한 강성 또는 연성 말뚝 결정식을 고려하여 다음과 같이 산정하였다.

Briaud는 강성말뚝의 범위를 $L/l_0 \leq 1$, 휨성말뚝의 범위는 $L/l_0 \geq 3$ 로 제안하였으며 이때 L 은 지반에 관입된 말뚝의 길이이며 l_0 의 값은 식 (1)과 같다. 이때 미지 값인 지반반력계수(k_h)는 Francis의 제안식과 Fukuoka의 제안식을 사용하여 결정하였다.

$$l_0 = \left(\frac{4 E_p I_p}{k_h b} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1)$$

여기서, E_p : 말뚝의 탄성계수(kgf/cm²)

I_p : 말뚝의 단면2차 모멘트(cm⁴)

k_h : 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 지반반력계수(kgf/cm³)

b : 말뚝의 직경(cm)

$$k_h b = (1.3) \left(\frac{E_s}{1 - \nu^2} \right) \left(\frac{E_s b^4}{E_p I_p} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (2)$$

$$k_h = 0.691 \times N^{0.406} \quad (3)$$

위 식들을 토대로 대상 기초의 상대강성을 분석한 결과는 표 1과 같으며 기초는 강성거동을 하는 것으로 나타났다.

본 실험에서는 실제 현장의 기초-지반의 상대강성과 동일한 상대강성을 갖도록 모형기초와 지반을 조성하였다. 모형기초는 PVC계통의 플라스틱(MC 나이론)을 사용하였으며 지반조성은 진동기를 사용하여 조밀도를 증가시켜 상대밀도를 약 80%이상으로 높였다. 80%의 상대밀도로 삼축실험을 수행한 결과 38°의 내부마찰각을 얻었으며 그 결과를 토대로 사질토 지반의 N치와 내부마찰각 사이의 관계식인 Dunham식(식 (4))을 이용하여 N치를 산정하였다. 또한 지반의 탄성계수는 사질토 지반에 적용하는 Schmertmann식(식 (5))을 사용하여 추정하였다. 포아송 비(ν)는 촘촘한 모래 0.30~0.45, 중간정도 촘촘한 모래 0.25~0.40(구조물기초설계기준, 2003) 범위이므로 0.35로 가정하였다.

$$\sigma = \sqrt{12N} + 15 \text{ (입자가 둥글고 입경이 균일한 사질토)} \quad (4)$$

$$E_s = 7.816N \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

표 1. 실규모 현장타설말뚝의 상대강성

| 제안식 | k_h | L(cm) | l_0 (cm) | L/ l_0 | 비고 |
|--|-------|-------|------------|----------|----|
| $k_h b = (1.3) \left(\frac{E_s}{1 - \nu^2} \right) \left(\frac{E_s b^4}{E_p I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$ | 2.93 | 1600 | 983 | 1.63 | 강성 |
| $k_h = 0.691 \times N^{0.406}$ | 3.38 | 1600 | 948 | 1.69 | 강성 |

표 2. 대상지반의 기본물성

| 대상지반 | 상대밀도 (%) | N치 | E_s (kgf/cm ²) | ν |
|------|----------|----|------------------------------|-------|
| 사질토 | 80 | 44 | 344 | 0.35 |

표 3. 모형기초의 제원 산정

| | l_0 | | L/ l_0 | |
|------------------------------|-------|-----|--|--|
| 현장타설말뚝과 지반의 상대강성 | 983 | 948 | 1.63 | 1.69 |
| 현장타설말뚝의 상대강성 = 모형기초의 상대강성 | 21.5 | | L/ $l_0 = 1.63 = L/21.5$ ∴ L = 35.0 | L/ $l_0 = 1.69 = L/21.5$ ∴ L = 36.3 |

표 4. 모형기초 및 보강재의 제원

| | 직경 (cm) | 길이 (cm) | 탄성계수 (kgf/cm ²) | 비고 |
|------|---------|---------|-----------------------------|-------------------------------|
| 모형기초 | 11 | 35 | 32000 | - |
| 보강재 | 0.6 | 8 | 30000 | 탄성계수 : 실제 보강재 (철근)에 대한 상사를 고려 |

이상에서 본 모형실험에 사용된 지반의 물성치는 표 2와 같다.

위의 결과를 토대로 대상 기초-지반의 상대강성과 모형기초와 모형지반의 상대강성이 같도록 모형기초의 크기를 선정하였으며(표 3 참조) 그 결과 모형기초의 길이는 35.0~36.3cm 임을 알 수 있었다. 따라서 최종 모형기초 및 보강재의 제원은 표 4와 같으며 보강재의 길이는 시공성을 고려하여 기초직경의 3/4인 8.0cm로 하였다.

본 실험에서는 지반의 물성을 비교적 쉽게 파악할 수 있는 주문진 표준사를 사용하였다. 시료로 선정한 주문진 표준사의 공학적인 성질을 파악하기 위해서 흡입자의 크기와 그 입도분포 및 기본물성에 대한 실험을 실시하였다. 또한 주문진 표준사에 의해 성형된 지반의 강도 특성을 파악하기 위하여 전단실험을 수행하였다. 시료를 포설하는 과정에서 진동기를 사용하여 지반의 상대밀도를 증가시켰으며 그 결과 상대밀도 80% 이상으로 시료를 성형할 수 있었다.

2.3 실험방법

보강형 현장타설말뚝은 하중조건, 기초형상, 보강재

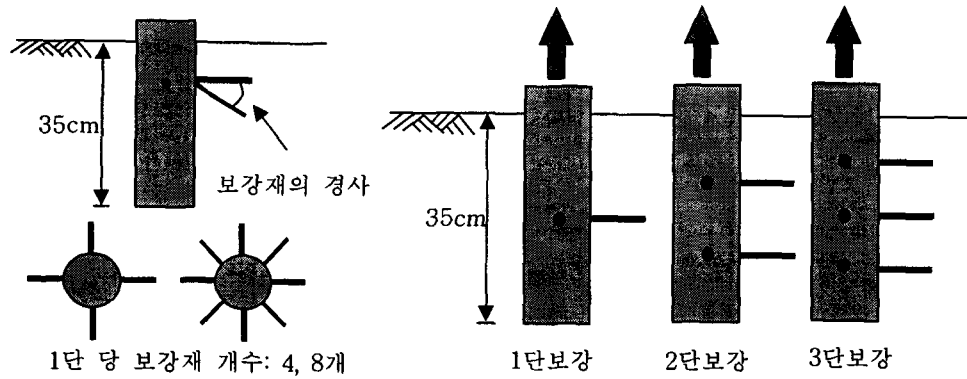


그림 2. 모형기초의 보강형태

표 5. 하중조건과 실험종류

| 하중조건 | 보강재 | | 보강재 단수 및 배열 | | | | 실험횟수 | |
|---------|-----|----|-------------|------|------|------|------|------|
| | 경사각 | 개수 | 무보강 | 1단수평 | 2단수평 | 3단수평 | | 3단교차 |
| 인발 | 0° | 4 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 20 |
| | | 8 | | ○ | ○ | ○ | - | |
| | 25° | 4 | | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | | 8 | | ○ | ○ | ○ | - | |
| | 40° | 4 | | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | | 8 | | - | - | ○ | - | |
| 압축 | 0° | 4 | ○ | ○ | ○ | ○ | - | 4 |
| 인발 + 수평 | 0° | 4 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 17 |
| | | 8 | | ○ | ○ | ○ | - | |
| | 25° | 4 | | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | | 8 | | ○ | ○ | ○ | - | |
| | 40° | 4 | | - | - | ○ | ○ | |
| | | 8 | | - | - | ○ | ○ | |
| 압축 + 수평 | 25° | 4 | ○ | - | - | ○ | ○ | 5 |
| | 40° | 4 | | - | - | ○ | ○ | |

의 배열, 보강재의 경사각 등에 따라 보강효과나 변형 특성이 나타나므로 본 연구에서는 모형기초체에 대하여 하중조건은 인발, 압축, 인발+수평, 압축+수평하중을, 보강재의 배열은 1단, 2단, 3단배열(수평배열: 1, 2, 3단 배열이 서로 같음; 교차배열: 2단은 1단에, 3단은 2단에 대하여 45°각도 차이로 서로 교차함)을, 보강재의 개수는 1단 당 4개, 8개를, 보강재의 경사각은 수평에 대하여 25°, 40°로 하향각도를 변화시켜가며 실험을 실시하였다(그림 2). 구체적인 실험의 종류는 표 5에 나타내었다.

2.4 실험결과 및 분석

하중조건에 대하여 기초체의 형상 및 보강재 설치변화에 따라 실험을 실시하였다. 인발하중에 대하여 중점적

으로 실험을 실시하였으며 기초체 두부에서의 하중-침하 곡선에 의하여 보강효과 및 최적 보강형태를 파악하였다.

인발, 압축 및 수평하중을 받는 기초체에 대하여 보강재의 경사를 수평, 25도, 40도로 변화시키며, 또한 보강재의 개수를 1단당 4개, 8개로 바꾸어 가며 실험을 수행하였다. 그 결과 말뚝 두부에서의 변위를 측정하여 하중-침하 곡선을 분석함으로써 보강효과를 나타내었으며 보강효율은 무보강시 최대하중과 보강시 최대하중의 비로 나타내었다(표 6).

인발실험 결과 보강재의 단수가 증가할수록 보강효과는 크게 나타났으며 3단 보강 시 무보강에 비해 보강효과가 40%이상 증가하였다. 경사변화의 경우 수평보강재보다 경사보강재가 보강효과가 좋은 것으로 나타났으나 25°, 40°경사보강재 실험결과, 그 차이는 미미하였다. 또한 2단과 3단 보강 시 보강효과에는 서로 큰

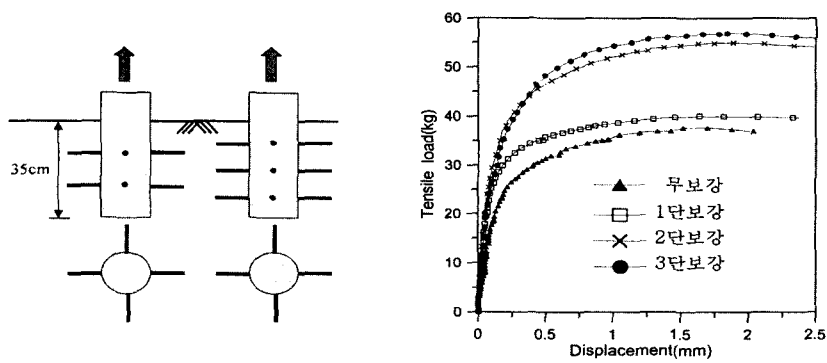


그림 3. 보강재의 단수에 따른 하중-변위 곡선(보강재를 1단당 4개를 설치한 경우)

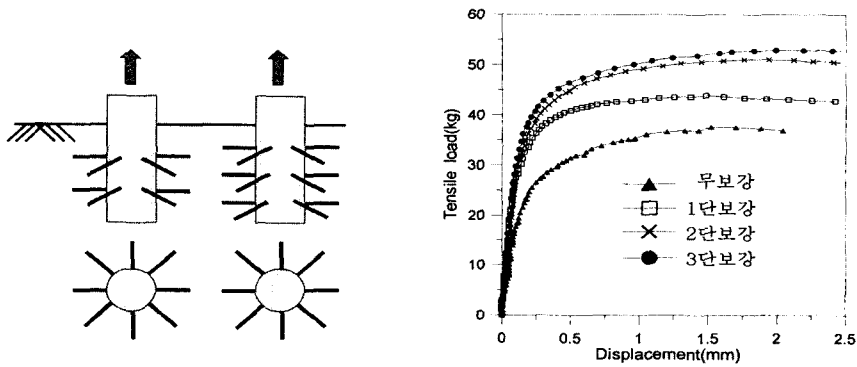


그림 4. 보강재의 단수에 따른 하중-변위 곡선(보강재를 1단당 8개를 설치한 경우)

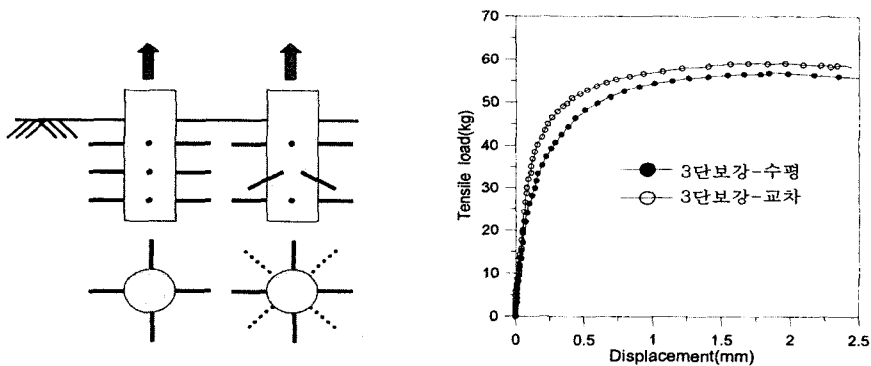


그림 5. 보강재의 배열에 따른 하중-변위 곡선(보강재를 1단당 4개를 설치한 경우)

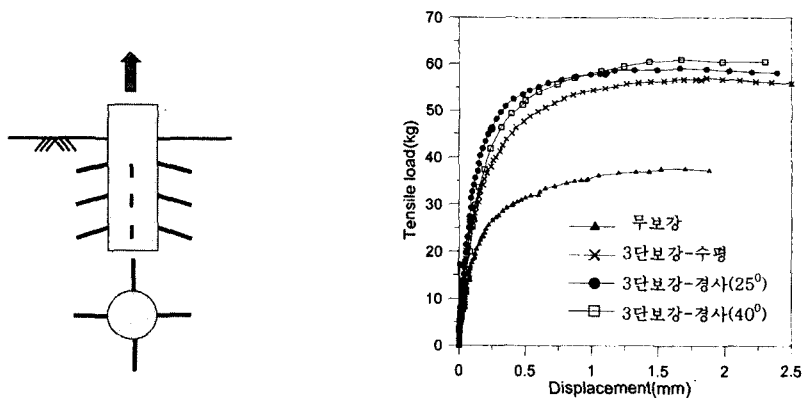


그림 6. 보강재의 경사에 따른 하중-변위 곡선(보강재를 1단당 4개를 설치한 경우)

표 6. 보강효율

| | | | 보강효율 | | | 비고 |
|------------|------|------|------|-------|-------|---|
| | | | 인발 | 인발+수평 | 압축+수평 | |
| 보강재 단 수 | 1단 | 4개 | 1.06 | 1.26 | - | 보강효율: 보강시 최대하중과 무보강시 최대하중의 비로 나타냄. |
| | | 8개 | 1.17 | 1.20 | - | |
| | 2단 | 4개 | 1.46 | 1.37 | - | |
| | | 8개 | 1.36 | 1.50 | - | |
| | 3단 | 4개 | 1.51 | 1.31 | 1.26 | |
| 8개 | | 1.41 | 1.46 | - | | |
| 보강재 배 열 | 수평배열 | | 1.51 | 1.31 | 1.26 | |
| | 교차배열 | | 1.57 | 1.47 | 1.04 | |
| 보강재 경 사 | 00 | | 1.57 | 1.47 | - | |
| | 250 | | 1.63 | 1.42 | 1.26 | |
| | 400 | | 1.61 | 1.42 | 1.29 | |

차이가 없는 것으로 나타났다. 보강재의 배열은 인발, 인발+수평 실험 시 수평배열보다 교차배열이 보강효과가 좋은 것으로 나타났다. 3단 보강 시 보강재의 개수가 단 당 4개보다 8개가 보강효과가 작은 것으로 나타난 이유는 보강재의 간격이 좁아지면서 지반교란의 정도가 커졌기 때문인 것으로 판단된다.

3. 수치해석

본 연구에서는 지금까지 시공이 완료된 590개소의 철탑기초 중 317개소가 위치한 강원도 신태백의 현장타설말뚝을 연구대상으로 하여 기초의 크기와 설계하중을 조사하여 수치해석에 적용할 기초의 모델을 선정하였다.

철탑기초가 건설될 현장의 지형조건은 대부분 산악 지역으로 현장타설말뚝이 관입된 지반의 큰 부분을 차지하고 있는 조건은 풍화암층이고 연암 및 경암층까지 시공된 경우도 전체의 40%정도를 차지하고 있다. 따라서 수치해석의 지반조건은 풍화암과 연암 그리고 풍화토 지반을 대상으로 하였다. 조사한 자료에 의하면 기초의 직경은 3~4m, 구체의 길이가 6~19.5m의 분포를 보이고 있으며 설계압축하중 및 인장하중은 300~500ton의 범위를 보이고 있다. 이러한 자료를 토대로 수치해석에 적용할 기초의 모델을 선정하였으며 사용된 프로그램으로

표 7. 수치해석 조건

| 지반조건 | 보강재 설치 | | |
|------|--------|------|----------|
| | 단수변화 | 위치변화 | 경사변화 |
| 풍화토 | 1단 | 상단 | 0도, 20도 |
| 풍화암 | 2단 | 중단 | 30도, 40도 |
| 연 암 | 3단 | 하단 | 60도, 80도 |

는 유한차분해석 프로그램인 FLAC 3D를 선정하였다.

본 연구에서는 무보강 현장타설말뚝에 대한 보강형 현장타설말뚝의 지지력 증가효과를 분석하기 위해 보강재 단수를 1단, 2단, 3단으로, 경사를 20도, 30도, 40도, 60도로 변화시켰다. 또한 보강재 위치를 상단, 중단, 하단으로 나누었으며 보강재의 길이를 단계별로 변화시켜 수치해석을 실시하였다(표 7 참조). 보강재의 다양한 변화에 따른 보강효과를 알아보기 위해 허용변위를 기준으로 정량화 하였으며 보강효과를 역학적으로 분석하였다.

3.1 모델링

FLAC 3D 프로그램을 사용하여 기초와 지반을 기초의 깊이방향(z 방향)에 대한 대칭으로 가정하여 반단면만을 모형화 하였다. 지반은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였으며, 말뚝기초는 탄성체로 가정하여 현장타설말뚝기초를 모델링하였다. 말뚝기초는 직경 3m, 길이 12m인 현장타설 콘크리트 말뚝기초를 모델링하였으며 지반은 기초체의 영향권을 고려하여 x축 방향으로 말뚝 직경의 10배, 깊이 방향으로 말뚝 길이의 2배로 30m × 15m × 36m의 직육면체를 모델링하였다(그림 7).

표 8은 수치해석에 이용된 말뚝기초와 지반 입력물성을 나타낸 것이다. 지반은 풍화토, 풍화암, 연암을 대상으로 하였다. 풍화암과 연암의 경우 한국전력공사의 765kV 송전철탑기초형식 지반물성치(표준설계용)를 참고하여 결정하였으며, 접촉면(Interface)의 수직, 전단강성도는 풍화암과 연암의 경우, 말뚝과 연암을 대상으로 한 직접전단시험(Williams, 1980)을 통해 구한 값을 적

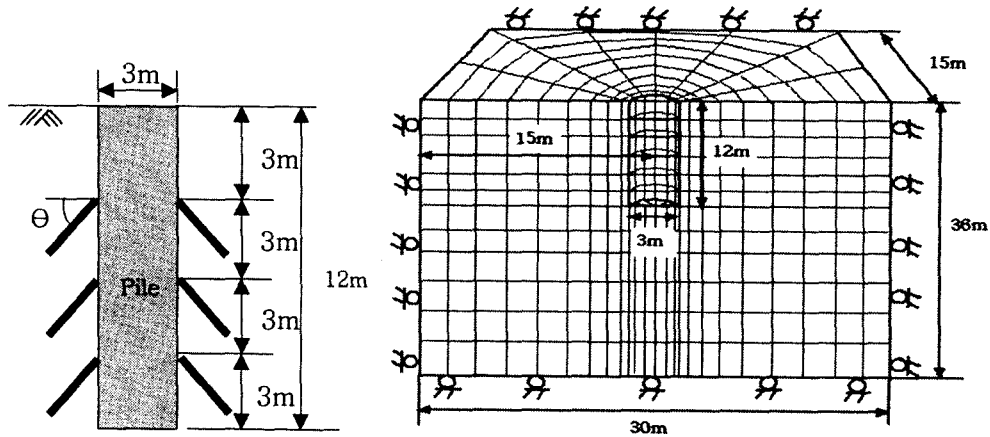


그림 7. 보강형 현장타설말뚝의 모델링

표 8. 수치해석에 사용된 입력물성

| 구분 | | 말뚝기초 | 풍화토 | 풍화암 | 연암 | 접촉면 |
|-----------------------------|--------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|
| 건조단위중량 (kN/m ³) | | 25 | 19 | 22 | 23 | - |
| 탄성물성치 | 포아송비 | 0.20 | 0.35 | 0.30 | 0.30 | - |
| | 체적탄성계수(kPa) | 13.9×10 ⁶ | 35.0×10 ³ | 81.7×10 ³ | 41.7×10 ⁴ | - |
| | 전단탄성계수(kPa) | 10.4×10 ⁶ | 11.7×10 ³ | 37.7×10 ³ | 19.2×10 ⁴ | - |
| 강도정수 | 점착력(kPa) | - | 36 | 49 | 100 | 지반강도정수의 70% 사용 |
| | 내부마찰각(°) | - | 28 | 35 | 40 | |
| 접촉면 | 수직강성도(kPa/m) | - | 54.0×10 ⁵ | 10.0×10 ⁵ | 10.0×10 ⁵ | - |
| | 전단강성도(kPa/m) | - | 16.0×10 ⁵ | 50.0×10 ⁵ | 50.0×10 ⁵ | - |

용하였으며, 풍화토의 경우 말뚝과 사질토의 실내시험 (El-Sakhawy & Edil, 1996)값을 적용하였다.

3.2 정량화 방법

하중-변위곡선을 바탕으로 보강형 현장타설말뚝기초의 지지력 증가 효과를 정량적으로 검토하기 위해 식 (6)을 이용하여 비교하였다. 재하하중이 증가함에 따라 보강효과가 다르게 나타나고, 허용변위를 초과한 상태에서 보강효과를 분석하는 것은 현실적으로 의미가 없기 때문에 허용변위를 기준으로 식 (6)을 이용하여 정량적인 비교를 실시하였다.

$$\text{하중비} = \frac{\text{허용변위에서의 보강형 현장타설말뚝기초의 하중}}{\text{허용변위에서의 무보강 현장타설말뚝기초의 하중}} \quad (6)$$

허용변위 산정은 일본의 동경전력에서 발간한 심형 기초 설계지침서를 참고하여 결정하였으며 식 (7)을 이용하였다.

$$\delta_a = \frac{\ell}{1200} \quad (7)$$

여기서, δ_a : 허용 연직변위량

ℓ : 철타의 근개(m)

철타다리의 간격을 의미하는 근개는 기존 시공자료를 조사하여 25m로 결정하였다. 따라서 압축 및 인발에 대한 허용 연직변위량은 0.02m가 되며, 또한 허용 수평 변위량은 0.01m로 규정되어 있다.

3.3 결과 및 분석

보강형 현장타설말뚝의 보강재변화(단수, 위치, 경사, 길이)에 따른 보강효과를 알아보기 위해 하중-변위 곡선을 구하였으며 상대적인 비교를 위해 무보강 현장타설말뚝의 하중-변위 곡선을 동일 그림에 나타내었다(그림 8). 본 절에서는 단수변화, 위치변화, 경사변화 및 길이 변화에 대하여 하중-변위 곡선을 통해 보강효과를 알아보았으며, 3.2절에서 언급한 바와 같이 허용변위를 기준으로 각 지반에 따라 정량적인 비교를 실시하였다.

표 9에서 보는 바와 같이 풍화암과 연암지반은 단수 증가에 따라 보강효과가 비례적으로 증가하였으며, 풍

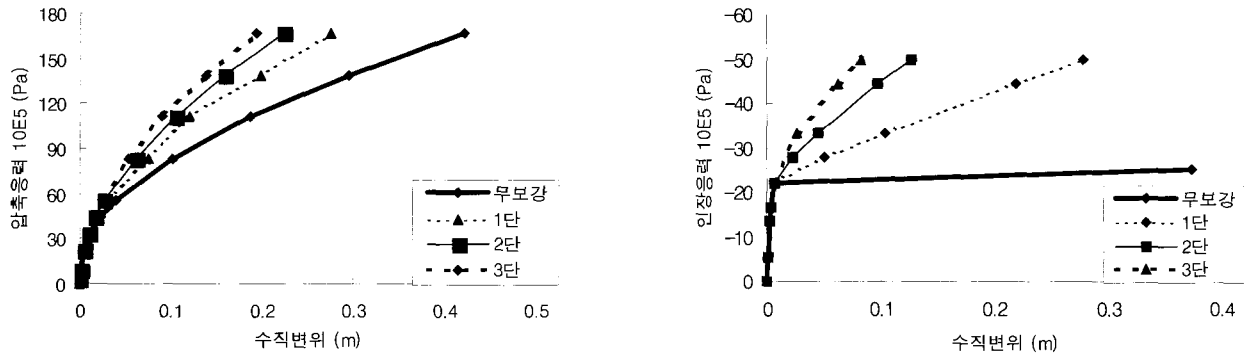


그림 8. 인장하중시 보강재 경사변화에 따른 하중-변위곡선(풍화암)

표 9. 보강형태 및 지반조건별 보강효과

| | | 풍화토 | | | 풍화암 | | | | 연암 | | | |
|----|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | 압축 | 인발 | 수평 | 압축 | 인발 | 압축+수평 | 인발+수평 | 압축 | 인발 | 압축+ | 인발+ |
| 단수 | 1단 | 1.15 | 1.08 | 1.03 | 1.09 | 1.08 | 1.02 | 1.05 | 1.06 | 1.08 | 1.00 | 1.01 |
| | 2단 | 1.26 | 1.20 | 1.08 | 1.14 | 1.21 | 1.05 | 1.08 | 1.12 | 1.26 | 1.01 | 1.02 |
| | 3단 | 1.32 | 1.27 | 1.13 | 1.19 | 1.35 | 1.08 | 1.11 | 1.16 | 1.42 | 1.03 | 1.03 |
| 위치 | 상단 | 1.32 | 1.27 | 1.22 | 1.19 | 1.25 | 1.09 | 1.17 | 1.16 | 1.52 | 1.05 | 1.05 |
| | 중단 | 1.32 | 1.27 | 1.13 | 1.19 | 1.35 | 1.03 | 1.13 | 1.16 | 1.42 | 1.03 | 1.01 |
| | 하단 | 1.29 | 1.27 | 1.04 | 1.17 | 1.35 | 1.01 | 1.05 | 1.16 | 1.37 | 1.01 | 1.05 |
| 각도 | 0° | 1.44 | 1.27 | 1.15 | 1.19 | 1.35 | 1.08 | 1.12 | 1.16 | 1.42 | 1.03 | 1.05 |
| | 20° | 1.50 | 1.43 | 1.15 | 1.23 | 1.73 | 1.08 | 1.14 | 1.26 | 2.15 | 1.03 | 1.05 |
| | 30° | 1.50 | 1.50 | 1.15 | 1.33 | 1.90 | 1.08 | 1.15 | 1.33 | 2.42 | 1.03 | 1.05 |
| | 40° | 1.56 | 1.57 | 1.15 | 1.41 | 2.03 | 1.05 | 1.12 | 1.42 | 2.65 | 1.03 | 1.05 |
| | 60° | 1.56 | 1.57 | 1.08 | 1.47 | 2.08 | 1.05 | 1.12 | 1.49 | 2.71 | 1.03 | 1.05 |

화토의 경우 단수를 증가함에 따라 보강효과 증가율이 감소하였다. 위치변화의 경우, 수평하중 재하시 상단이 보강효과가 가장 크게 나타났으며 압축과 인장하중의 경우 큰 차이가 나타나지 않았다. 경사변화의 경우, 풍화토지반에서는 40도, 풍화암과 연암지반의 경우 60도에서 보강효과가 가장 크게 나타났다.

3.4 최적의 보강형태 분석

이상의 실내모형실험 및 수치해석의 결과와 현장에서의 시공성, 적용성 등을 고려하여 보강형 현장타설말뚝의 최적보강형태를 분석해 본 결과, 경사 40도, 3단 8개, 교차배열이 최적의 보강효과를 발현할 것으로 판단된다(표 10). 따라서 다음 장에서는 이상 결정된 최적의 보강형태로 현장실험을 실시하여 보강효과 및 적용

표 10. 보강재의 최적형태

| 경사 | 단수 | 갯수 | 배열 |
|-----|----|----|----|
| 40° | 3 | 8 | 교차 |

성 등을 분석해 보고자 한다.

4. 현장재하시험

본 재하시험의 목적은 보강형 및 무보강형 심형기초에 대한 현장재하시험(압축재하시험, 인발재하시험, 수평재하시험)을 통해, 실내모형실험 및 수치해석결과로 제시된 최적의 보강형태에 대한 보강효과의 검증, 압축 및 인발지지력, 수평거동, 하중전이 특성 등을 측정하여 기초와 지반과의 거동을 파악함에 있다.

4.1 재하시험의 종류

재하시험의 방법은 기초에 전달되는 하중의 작용방향에 따라 압축재하시험, 인발재하시험, 수평재하시험으로 구분되며 이들의 재하하중, 재하방법 및 관련 참고 기준은 표 11과 같다.

인발재하시험은 말뚝 선단에 유압장치를 설치하여 하중을 재하하는 방식으로, 오스터버그에 의해 창안된 방식

표 11. 말뚝 재하시험의 종류

| 구분 | 관련 기준 | 재하방법에 따른 분류 | 시험 결과 활용 |
|--------|---------------------------------------|---|-----------------|
| 압축재하시험 | KS F 2445 ASTM D 1143 구조물기초설계기준 | · 실중량을 재하 · 반력말뚝 이용 · Earth or Rock Anchor 이용 | 주면마찰력+선단지지력 산출 |
| 선단재하시험 | 구조물기초설계기준 | · 말뚝선단유압장치이용 재하 | 주면마찰력/선단지지력 산출 |
| 인발재하시험 | ASTM D 3689 구조물기초설계기준 | · 지반반력 · 보강면반력 | 주면마찰력 산출 |
| 수평재하시험 | ASTM D 3689 구조물기초설계기준 | · 단일말뚝시험(반력파일 이용) · 2말뚝 동시시험 | 수평저항력, 지반반력계수산출 |

표 12. 기초형식별 현장재하시험 방법

| 모형축척 | 형식 | 지반조건 | 압축재하 | 인발재하 | 수평재하 | 계 |
|------|-----|------|------|------|------|----|
| 1/8 | 보강 | 중화암 | 1 | 1 | - | 2 |
| | 무보강 | 중화암 | 1 | 1 | - | 2 |
| | 보강 | 연암 | 1 | 3 | 1 | 5 |
| | 무보강 | 연암 | 1 | 1 | 1 | 3 |
| 1/2 | 보강 | 연암 | - | 1 | - | 1 |
| 계 | | | 4 | 7 | 2 | 13 |

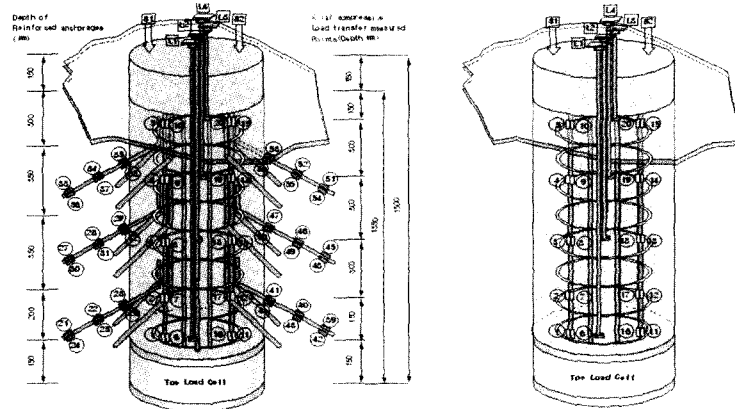


그림 9. 무보강 및 보강형 현장타설말뚝(1/8 모형)

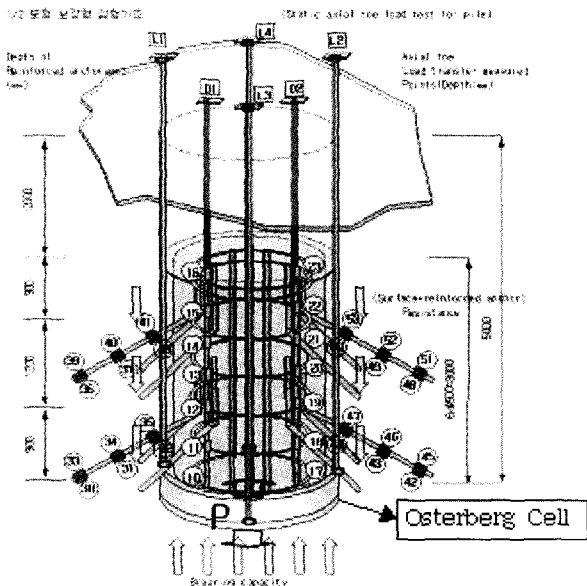


그림 10. 1/2 모형 현장타설말뚝 및 Osterberg Cell

으로 선단유압장치를 O-cell이라고도 하며, 이의 개량된 형태를 적용하였다. 본시험의 특징은 실제 말뚝 선단부의 크기로 재하된 선단지지력과 분리된 말뚝주면마찰력을 직접 측정할 수 있는 점에 있다. 하중재하방식은 표준 반복 재하 방식을 채택하였으며, 일정침하율방식을 채택하여, 환산된 침하속도가 시간당 2.54/100cm 이하 일 때 단계하중을 종료하는 방식을 적용하였다.

본 연구에서는 현장 재하시험을 위하여 무보강 및 보강형 현장타설말뚝을 직경 0.4m, 길이 1.5m 크기로 12개, 직경 1.5m, 길이 3.0m 크기로 1개를 제작하였다(그림 9, 그림 10). 기초가 타설 될 지반을 천공한 뒤에, 보강재 삽입을 위해 벽면을 천공한다. 보강재를 삽입하고 그라우트를 주입한 뒤, 주철근을 삽입하여 보강재와 결속시킨다. 철근 결속이 끝나면 콘크리트를 타설하고 28일 양생 후에 재하시험을 수행하였다. 표 12에 나타난 바와 같이 현장 재하시험은 총 13회의 압축, 인발 및 수평재하시험을 실시하였다.

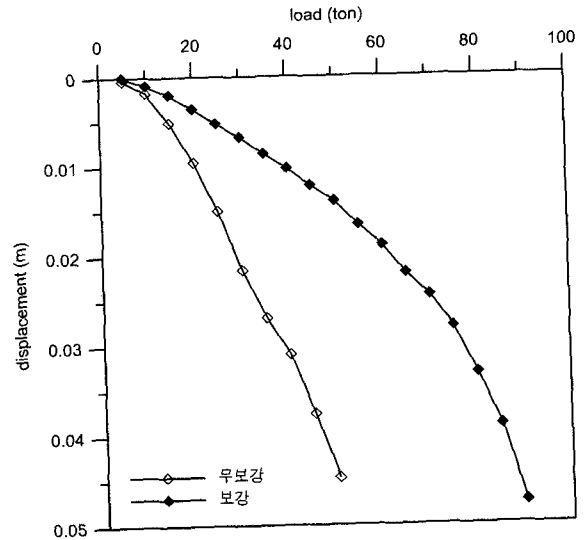
4.2 1/8 모형 재하시험 결과

4.2.1 보강효과

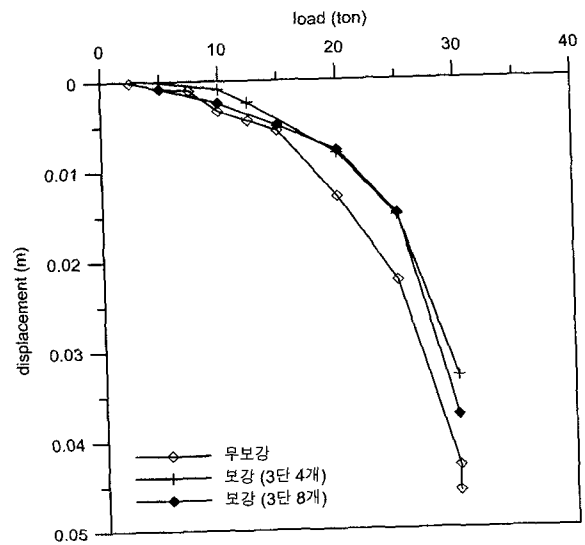
1/8 모형 재하시험 결과를 통해 보강재에 의한 보강효과를 분석하였다. 그림 11에서 보는 바와 같이 압축, 인발, 수평 모두 보강재에 의한 지지력 증가 효과가 있었으며 변위 25mm를 기준으로 압축, 수평재하시험 결과 100% 이상의 보강효과가 나타났다. 인발시험의 경우, 그림 11(b)에서 보는 바와 같이 보강효과가 미비한 것으로 나타났다. 이는 보강된 모형말뚝의 하중재하시험 먼저 수행된 주변 재하시험의 영향으로 지반 내부에 균열이 발생하였기 때문이다. 충분한 영향거리를 확보하지 못하여 재하시험 시 발생한 균열이 주변 지반에 영향을 미쳤으며, 그로 인해 지반의 강도가 저하되어 보강재에 의한 보강효과가 제대로 발현되지 못하였다.

4.2.2 주변마찰력 분석

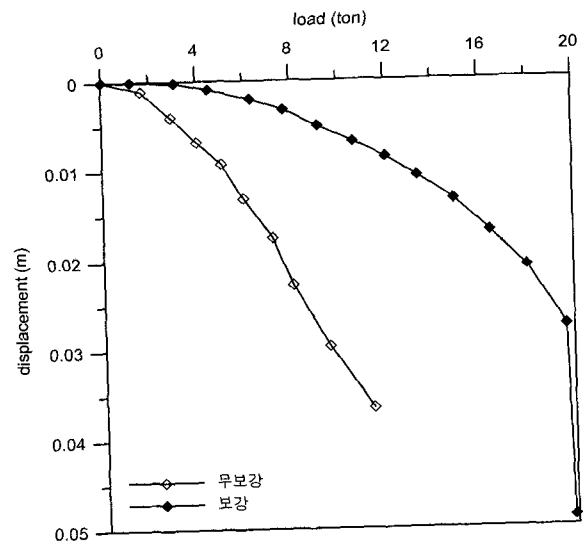
하중 단계에 따른 변위와 주변마찰력을 도시해 본 결과(그림 12), 철탐기초와 같은 대규모 현장타설말뚝 설계시 사용되는 주변마찰력 값인 풍화암 $10t/m^2$, 연암 $15t/m^2$ (한국전력공사 765kV 송전철탐기초 표준설계정수)보다 큰 주변마찰력 값을 얻을 수 있었다. 주변마찰력 값의 증가를 통해 현장타설말뚝의 최적설계를 할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 압축



(b) 인발



(c) 수평

그림 11. 풍화암 재하시험 하중-변위 곡선(1/8 모형실험)

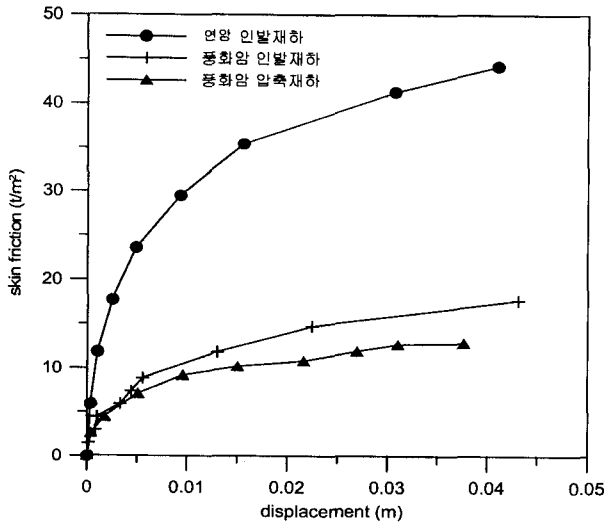


그림 12. 주면마찰력 - 변위 곡선(1/8 모형실험)

4.3 1/2 모형 재하시험 결과

본 절에서는 현장에서 실시한 1/2 모형실험의 보강재의 변형 및 축하중을 검토하여 보강재에 의한 보강효과를 분석하였다. 보강재의 변형은 암반의 균열을 따라 파괴가 진행된 관계로 보강재는 일정한 형태의 변형이 나

타나지 않았으나, 대체로 보강재 중심에서 측정된 값이 큰 것으로 보아 지반의 변형 또한 보강재의 중간 부분에 집중된 것으로 보인다(표 13). 따라서 보강재의 중간 부분에 작용하는 축하중을 산정하였으며, 이 축하중이 각각의 보강재가 부담하는 하중으로 가정하여 보강재에 의한 하중분담율을 예측하였다.

보강재에 중간 부분의 최대 축하중인 8.54ton을 보강재 한 개가 부담하는 하중으로 가정하면 총 16개(2단 8개)의 보강재가 부담하는 하중은 약 137ton으로 전체 600ton에 대해 약 22%의 하중분담율을 갖는다. 1/2 모형의 인발재하시험 시 650t의 하중이 작용할 때 25mm의 변위가 발생했으며 그 이후에는 하중은 감소하였으며, 변위는 계속 증가하였다. 이러한 현상은 지반의 파괴로 볼 수 있으며, 그림 13은 그 시점까지의 계측 데이터로 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. 극한 상태에서 산정된 주면마찰력 값은 약 38t/m² 이었다.

5. 결론

본 연구에서는 보강형 및 무보강 현장타설말뚝에 대

표 13. 보강재의 변형율과 축하중

| 구분 | 보강재 변형율 | | | 보강재 축하중 (ton) | | |
|---------|---------|------|------|---------------|-------|-------|
| | 근(近) | 중(中) | 원(遠) | 근(近) | 중(中) | 원(遠) |
| 50 ton | -37 | -24 | -22 | -0.39 | -0.26 | -0.23 |
| 100 ton | -6 | 52 | -9 | -0.06 | 0.55 | -0.10 |
| 150 ton | -4 | 112 | -12 | -0.04 | 1.19 | -0.12 |
| 200 ton | 12 | 198 | 61 | 0.13 | 2.10 | 0.65 |
| 300 ton | 31 | 340 | 246 | 0.32 | 3.61 | 2.62 |
| 400 ton | 59 | 536 | 493 | 0.62 | 5.70 | 5.24 |
| 500 ton | 337 | 806 | 849 | 3.59 | 8.58 | 9.03 |
| 600 ton | 334 | 803 | 850 | 3.55 | 8.54 | 9.04 |

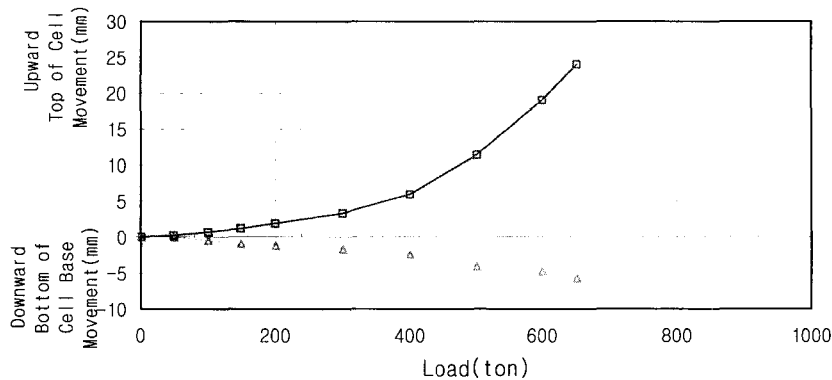


그림 13. 하중-변위 곡선 (1/2 모형 실험)

하여 보강효과에 영향을 미치는 인자들인 보강재의 단수, 경사, 배열에 따른 일련의 실내모형실험 및 3차원 수치해석을 수행하였다. 또한 보강효과의 검증과 실제 현장에서의 적용성을 알아보기 위하여 현장재하시험을 수행하였다. 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 실내모형실험 및 수치해석 결과, 보강재 3단, 8개, 40° 경사의 교차배열에서 최적의 보강효과가 발견됨을 알 수 있었다.
- (2) 1/8 모형재하시험에서는 압축, 인발, 수평 모두 보강재에 의한 지지력 증가효과가 나타났으며, 변위 25mm를 기준으로 압축 및 수평실험에서는 100% 이상의 보강효과가 나타났다.
- (3) 무보강 현장타설말뚝의 하중 단계에 따른 변위와 주면마찰력 검토결과, 철탐기초와 같은 대규모 현장타설말뚝 설계시 사용되는 주면마찰력 값인 풍화암 10t/m², 연암 15t/m²보다 큰 주면마찰력 값을 얻을 수 있었다. 주면마찰력 값의 증가를 통해 현장타설말뚝의 최적설계를 할 수 있을 것으로 판단된다.
- (4) 1/2 모형재하시험에서는 약 25mm의 변위가 발생하였을 때 인발하중 650ton에서 파괴가 일어났으며, 약 22%의 보강재에 의한 지지력 증가효과가 있는

것으로 나타났다. 또한 극한 상태에서 산정된 주면마찰력 값은 약 38t/m² 이었다.

참 고 문 헌

1. 전경수 (2000), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, 서울대학교 박사학위 논문.
2. 정상섬, 함홍규, 이대수 (2004), Soil nail로 보강된 현장타설말뚝의 하중전이 분석, 한국지반공학회논문집, 제20권, 제1호, pp.37-47.
3. Seidel, J. P., 조천환 (2002), 암에 근입된 말뚝의 주면저항력 예측, 한국지반공학회논문집, 제18권, 5호, pp.281-293.
4. 조성환 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구, 연세대학교 박사학위 논문.
5. 한국지반공학회 (2003), 구조물기초설계기준.
6. 한국전력공사 (2003), 보강형 심형기초 공법개발, 최종보고서.
7. Briaud, J. L. (1992), The Pressuremeter, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp.136-144.
8. Kim, S. I., Jeong, S. S., Cho, S. H., and Park, I. J. (1999), "Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.11., pp.999-1010.
9. California Department of Transportation (1997), Static Pile Load Testing and Dynamic Pile Monitoring, pp.8.1-8.8.
10. New York Department of Transportation (1999), Static Pile Load Test Manual, Geotechnical Eng. Bureau GCP-18.
11. Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966), "Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.27-42.

(접수일자 2004. 5. 31, 심사완료일 2004. 7. 5)