

점토지반에 근입된 송전철탑 연결형 기초의 거동 특성 및 지지력결정을 위한 파괴기준

The Failure Standard to Estimate the Behavior and Bearing Capacity for Connected-type Foundation of Transmission Tower in Clay

경 두 현¹ Kyung, Doo-Hyun

이 준 환² Lee, Jun-Hwan

백 규 호³ Paik, Kyu-Ho

김 대 홍⁴ Kim, Dae-Hong

Abstract

In this study, we performed model lateral load test for connected-type foundations of transmission tower with bar in clay, and proposed failure standard and measuring method to estimate ultimate lateral bearing capacity. For this study, we performed model lateral load tests in Iksan, Jeollabukdo and analyzed load-displacement characteristic of the model. We manufactured model foundation of transmission tower connected with bar and that considered a change of rigidity. We installed various measuring sensors to find general foundation behavior. From the test results, we measured, compared and analyzed load capacities, and then proposed failure standard to estimate bearing capacity for connecting type foundation.

요 지

본 연구에서는 점토지반에 근입된 송전철탑 연결형 기초를 대상으로 모형수평재하시험을 수행하고, 연결형 기초의 파괴기준을 제안하였다. 본 연구를 위해 전라북도 익산에 위치한 점토지반에서 연결형 기초의 모형수평재하시험을 수행하였으며, 연결형 기초의 하중-변위특성을 분석하였다. 본 실험을 위해, 강성의 변화를 고려할 수 있는 연결형 기초 모형을 제작하였으며, 요소 및 기초전반의 거동을 파악하기 위하여 다양한 계측장치를 설치하여 실험을 수행하였다. 실험결과를 토대로, 연결형 기초의 지지력을 측정하고 비교 분석하였으며, 수평지지력 결정을 위한 파괴기준을 제안하였다.

Keywords : Clay, Connected-type foundation, Lateral load test, Model test, Transmission tower

1. 서 론

국내에는 해안 및 하상지반과 같은 연약지반이 매우 폭넓게 분포하고 있다. 국내 연약지반에서 주로 사용되는 송전용 철탑기초는 자켓형상의 독립 말뚝기초로서,

일본의 UHV 설계기준(일본동경전력 1988)을 기본으로 하여 국내설계에 적용되고 있다. 그러나, 국내 연약지반에 시공되는 철탑 기초의 경우, 기초의 형식에 대한 국내의 설계기준 및 연구성고가 미흡하며, 자주 차용되는 UHV 설계기준 또한 매우 보수적이므로, 국내의 지

1 학생회원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Ph.D Candidate, School of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ.)

2 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., School of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ., 교신저자)

3 정회원, 관동대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kwandong Univ.)

4 정회원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, KEPRI/KEPCO)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 9월 30일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

반조건에 적합한 송전철탑기초에 대한 연구가 필요하다. 따라서, 본 연구에서는 연약지반상에서 적용가능한 송전철탑기초형식으로서, 기초사이에 연결보를 설치하여, 기초와 연결보가 하중에 복합적으로 저항하는 연결형 기초를 대상으로 거동 및 지지력 특성에 관련된 연구를 진행하고자 한다.

연결형 기초는 그림 1과 같이 기초체와 기초를 연결하는 연결보로 구분되며, 연결되는 기초의 형태에 따라 얽은기초의 연결형 기초, 마이크로파일의 연결형 기초, 말뚝기초의 연결형 기초 등으로 구분될 수 있다. 연결형 기초에 대한 설계는 일본동경전력(1988)과 IEEE(2001)에 의하여 제안된 바 있으나, 일본동경전력(1988)의 경우 기초와 연결보의 거동 형상을 강성의 크기에 상관없이 강체로 취급하고 있어 연결보 강성의 변화에 따른 기초의 거동 특성을 충분히 반영하지 못하고 있으며, IEEE(2001)의 경우, 철탑기초간의 전단력을 분산시켜 부등수평변위를 제거할 수 있는 방법으로 연결보의 설치를 언급하고 있을 뿐 연결형 기초의 강성 및 형태에 대한 구체적인 제안을 하지는 못하고 있다. 국내의 경우, 시화호구간의 345kV 영흥 송전철탑에서 과도한 지반침하로 인한 부재손상에 대해서 비틀림방지 및 수평보강, 추가침하방지와 보수의 목적으로 연결보를 설치한 사례가 있으나, 연결형 기초에 대한 구체적인 설계기준 및 연구 성과는 전무한 실정이다.

송전용 철탑구조물의 파괴는 말뚝이나 역T형 기초 등을 포함하고 있는 하부 기초구조물의 파괴와 송전 케이블이 설치되어 있는 상부 철탑구조물의 파괴로 구분되어 간주될 수 있다. 기초의 지지력을 결정하기 위한 하부기초구조물의 파괴기준은 많은 연구자들에 의하여 다양하게 제안되어 왔으며, 송전용 철탑기초에 대한 기

존의 설계기준의 경우 말뚝 혹은 푸팅과 같이 하부 기초 시스템에 사용된 개별 기초의 파괴기준을 그대로 적용하고 있는 실정이다. 그러나, 본 연구에서 대상으로 하는 연결형 기초에 대해서는 명확한 파괴기준이 정의되어 있지 않으며, 기존의 기준을 선택적으로 적용한다 할지라도, 그 기준의 적합성을 판정할 수 있는 선행연구 또한 매우 부족하다. 본 연구에서는 연약지반에 관입된 송전철탑의 연결형 기초를 대상으로 다양한 조건에서의 수평재하시험을 수행하고, 하중-변위특성을 분석하여, 송전철탑 연결형 기초의 파괴기준을 제안하고자 한다. 이를 위해 연결보가 설치되지 않은 기존 말뚝기초 조건과 연결체가 설치된 연결형 기초 조건에 대한 수평재하시험을 수행하였다. 기초의 수평재하시험은 전라북도 익산시에 위치한 실트질 점토지반에서 수행되었으며, 연결재의 강성과 하중재하 높이, 하중 재하 각도를 변화시켜 다양한 조건에서의 기초의 하중-변위특성을 분석하였고, 다양한 지지력 측정방법을 이용하여 지지력을 측정하고 분석하여 연결형 기초의 파괴기준을 제안하였다.

2. 송전철탑 기초의 파괴기준

2.1 송전철탑 기초와 파괴기준

송전용 철탑기초는 철탑상부에서 발생하는 하중을 지반으로 전달하여 철탑구조물의 안전성을 확보하기 위한 하부 구조물로서, 일반적으로 송전철탑하부의 4각에 설치된다. 현재에 국내에서 적용되는 송전용 철탑기초는 저항하는 하중의 형태에 따라 연직하중기초와 모멘트하중기초로 구분되며, 연직하중에 저항하는 기초형식으로 역T형기초, 심형기초, 말뚝기초, 앵커기초 등이 있

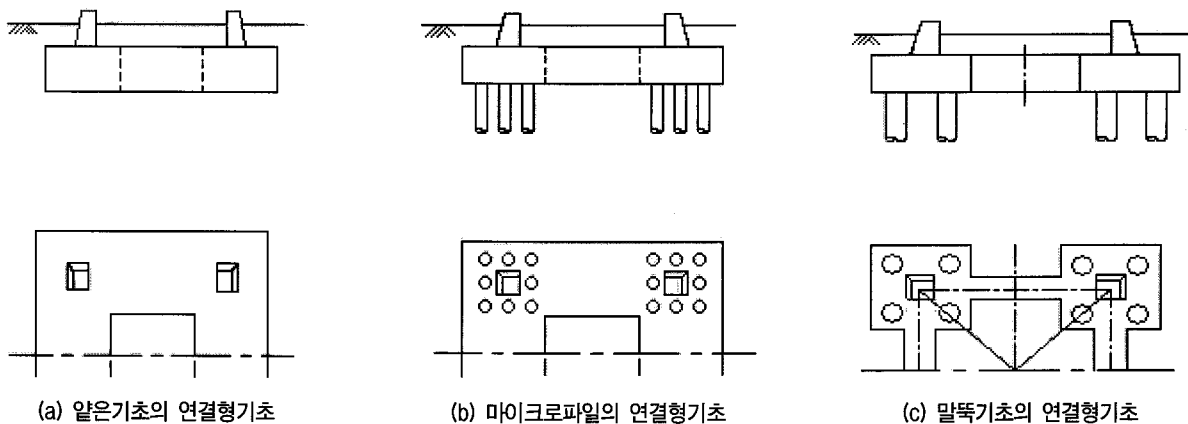


그림 1. 송전철탑기초구조물로 사용되는 연결형 기초

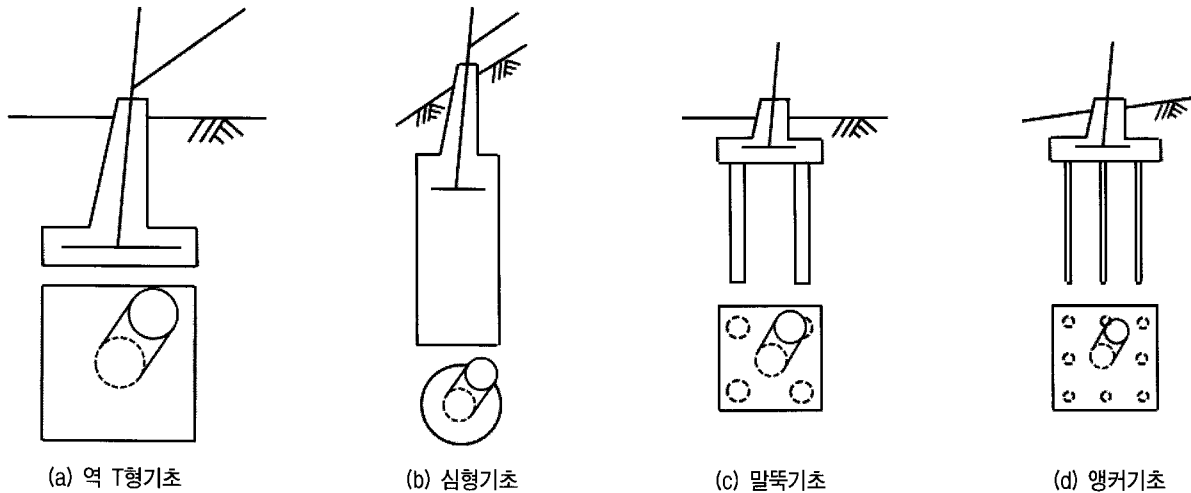


그림 2. 송전철탑기초의 기초형식

고, 모멘트하중에 저항하는 기초 형식으로 매트기초가 있다(장석한 등 2007).

송전용 철탑기초의 형식은 송전철탑기초가 설치되는 지반의 상태에 따라 결정된다. 역T형 기초의 경우 지반이 사질토, 점성토, 퇴적암류 등 양질의 지반이며 지표면이 비교적 평평한 경우에 사용되며, 심형기초의 경우 지지층이 비교적 깊고 급경사, 구릉지 등에서 사용된다. 매트기초의 경우 점성토, 연약매립토로서 지지층이 깊고 지하수위가 높은 경우에 사용되며, 앵커기초의 경우 풍화암 이상의 암반이 지표면 가까이에 있는 경우에 사용된다(김정부 등 1995).

기초의 설계에 있어서 기초의 파괴는 특정 파괴기준을 통하여 정의되며, 적용되는 파괴기준에 따라 말뚝의 지지력이 달리 결정된다(Fellenius 1980). 국내의 송전철탑기초의 설계는 송전철탑하부의 4각에 설치된 각 말뚝에 대하여 압축력 및 인발력, 수평력에 대한 극한지지력을 산정하고 안전율을 고려한 설계하중을 산정하여 설계하고 있으며, 극한하중을 산정하기 위한 송전철탑기초의 파괴기준은 별도로 정의되어 있지 않다. 본 연구에서 대상으로 하는 연결형 기초의 경우, 기초가 연결보로 연결된 형태이므로 기존 매트기초와 상이한 거동이 발생할 것으로 판단되며, 송전철탑 연결형 기초의 파괴기준은 재하시험을 통하여 얻어지는 하중-변위 곡선을 이용한 도식적인 방법을 이용하거나 기존의 말뚝에 대한 기준들을 통하여 정의할 수 있을 것으로 판단된다.

2.2 기초의 변위 관계를 통한 파괴기준

기초의 파괴기준은 다양한 형식으로 정의될 수 있으

나, 기초의 변위와 관련하여, 크게 하중-변위 특성을 통한 기준과 발생된 변위량 자체를 이용한 기준으로 구분될 수 있다. 기초의 하중-변위 특성을 통한 파괴기준은 여러 저자에 의하여 다양하게 제안되어왔다(Debeer 1968; Chin 1970; Meyerhof 등 1981; Decourt 1999). Debeer (1968)는 재하시험으로부터 측정된 하중(P)과 변위(S)의 logP-logS 곡선상의 명확하게 꺾이는 지점의 변위를 말뚝의 파괴기준으로 정의하였으며, Meyerhof 등(1981)은 하중-변위곡선에서 변곡점을 지난 후 일정한 기울기를 갖게 되는 지점을 말뚝의 파괴기준으로 정의하였다. 반면, Chin(1970)은 말뚝에 발생하는 하중과 변위의 관계를 쌍곡선 형태로 정의하여 말뚝의 극한지지력을 측정하는 방법을 제안하였으며, 그 방법은 다음과 같다.

$$\frac{S}{P} = C_1 S + C_2 \quad (1)$$

$$P_u = 1/C_1 \quad (2)$$

여기서, S=발생변위, P=재하하중, P_u =극한지지력, $C_1=S/P-S$ 곡선의 기울기, $C_2=S/P-S$ 곡선의 y축 접점이다. 또한 Decourt(1999)는 하중재하실험을 통해서 발생하는 하중(P)을 발생변위(S)로 나눈 값과 발생하중(P)의 관계를 이용하여 아래와 같은 식을 제안하였다.

$$\frac{P}{S} = C_3 P + C_4 \quad (3)$$

$$P_u = \frac{C_4}{C_3} \quad (4)$$

여기서, $C_3=P/S-P$ 곡선의 기울기, $C_4=P/S-P$ 곡선의 y축 접

점이다. Abdelrahman 등(2003)의 결과에 따르면, Decourt (1999)의 방법은 Chin(1970)의 방법과 매우 유사한 결과가 나타나는 것으로 확인되었다.

말뚝의 발생변위를 통한 파괴기준은 여러저자에 의하여 다양하게 제안되어왔다(Debeer 1968; JEC 1979; ISSMFE 1985; BSI 1986; Reese and O'Neill 1988; Fleming 등 1992; FDOT 1999; JGS 2002). ISSMFE(1985)와 BSI (1986), Fleming 등(1992)과 JGS(2002)에서는 두부에서 발생하는 변위가 원형 말뚝직경의 10%에 해당되는 변위가 발생 되었을 때를 기준으로 극한지지력을 측정할 것을 제안하고 있으며, Reese and O'Neil(1988)의 경우, 두부에서 발생하는 변위가 원형 말뚝직경의 5%에 해당 되는 변위가 발생되었을 때를 기준으로 말뚝의 지지력을 측정할 것을 제안하고 있다. 반면, JEC(1979)의 경우, 송전철탑의 허용지지력을 송전철탑하부의 4각의 기초 중 근접한 기초와의 거리(이상 근개거리, L)를 통하여 정의하고 있다. JEC(1979)에서는 수평변위기준을 근개거리(L)의 1/800에 해당되는 변위(이상 L/800)로 정의하고 있으며, 기초의 수직변위기준의 경우, 근개거리(L)의 1/1200에 해당되는 변위(이상 L/1200)로 정의하고 있다.

Davisson(1972)과 FDOT(1999)는 말뚝의 직경 및 재료조건에 따른 말뚝의 파괴기준을 정의하고 있으며, 그 식은 아래와 같다.

$$S_F = \frac{P_F L}{AE} + \frac{B}{120} + 4(mm) \quad (\text{Davisson 1972}) \quad (5)$$

$$S_F = \frac{P_F L}{AE} + \frac{B}{30}, (B > 0.67) \quad (\text{FDOT 1999}) \quad (6)$$

여기서, S_F =파괴변위, P_F =파괴하중, L =말뚝길이, E =탄성계수, B =말뚝직경이다.

2.3 국내 파괴기준

말뚝기초가 사용되는 송전용 철탑기초에 있어, 국내의 파괴기준은 인발력이 발생하는 말뚝의 항복지지력과 극한지지력에 대해서 한국지반공학회(2007)의 KGS TCF S-3-2007, 국제지반공학회(2007) ATC18 S 3-2007 등을 통해 적용되고 있다. 상위의 기준에 따르면, 인발력이 발생하는 말뚝의 항복지지력은 말뚝의 인발재하시험을 통해 측정된 하중(P)과 변위(S)의 logP-logS 곡선상의 명확하게 꺾이는 지점의 하중을 뜻하며, S-logt 법, $\Delta S/\Delta t$ -P법, 잔류변위량의 급증점 등을 종합하여 판

정할 것을 제안하고 있다. 반면, 인발력이 발생하는 말뚝의 극한지지력의 경우, 인발 저항이 최대로 될 때의 하중으로 판정하되, 선단 직경의 10% 이하의 범위로 선정할 것을 제안하고 있다. 또한, 구조물기초설계기준(2009)에서는 수평하중을 받는 말뚝의 허용지지력을 선정하는 방법을 제안하고 있으며, 수평하중을 받는 말뚝의 허용지지력은 수평재하시험을 통하여 판정하며, 말뚝머리의 수평방향 변위량이 상부구조물에서 정해지는 말뚝의 허용변위량을 넘어서지 않는 조건을 만족할 것을 제안하고 있다.

2.4 연결형 기초의 지지력 평가 기준 선정

연결형 기초의 지지력 평가는 재하시험을 통하여 얻어지는 하중-변위 곡선을 이용하여 도식적인 방법을 이용하거나, 기존에 제안된 말뚝 변위에 대한 기준들을 통하여 정의될 수 있다. 본 연구에서 측정되는 하중-변위 곡선은 송전철탑 상부구조물의 하중재하대부분에서 측정되는 수평하중-수평변위 곡선과, 송전철탑의 하부기초에 해당하는 4각부에서 측정되는 말뚝의 하중-변위곡선으로 구분된다. 각 4각부의 말뚝은 상부구조체에 의하여 연결되어 하중재하지점에서 가해지는 하중에 따라 거동하게 되므로, 하중재하지점에서 측정되는 수평지지력은 전체의 기초체에서 발생하는 대표지지력으로 정의할 수 있다.

본 연구에서는 송전철탑 연결형 기초의 파괴기준 선정을 위해, 재하지점에서의 수평하중-수평변위 곡선과 말뚝에 작용하는 하중-변위곡선을 분석하였고, 앞서 언급된 방법들 중 4가지 방법을 적용하여 사용하여 지지력을 산정하고, 그 결과를 비교하였다. 본 연구에서 적용한 첫 번째 방법은 JEC(1979)의 송전철탑의 허용지지력 기준이다. JEC(1979)의 허용지지력 기준은 4각의 기초에서 허용가능한 변위를 기초간의 근개거리(L)를 기준으로 정의하고 있으며, 수평변위의 경우 L/800이하, 수직변위의 경우 L/1200이하를 기준으로 하고 있다. 이 방법은 앞서 언급한 방법들 중에 가장 미세한 변위를 기준으로 한 것으로, 기존 방법들 중 가장 보수적인 기준으로 판단되며, 이 기준을 통하여 측정되는 대표지지력 또한 가장 보수적인 값이 산정될 것으로 판단된다.

두 번째 방법으로는 연결체가 연결되지 않은 일반적인 말뚝기초의 하중-변위 곡선에서 하중에 대한 변위의 증가가 급격하게 증가하는 지점을 기준으로 기초의 변

위를 산정하고, 해당 변위 발생시 모형체 전체에 작용하는 재하지점에서의 수평지지력을 산정하였다. 이를 위해 각각의 기초에서 작용하는 수평하중-수평변위 곡선과 수직하중-수직변위 곡선을 분석하였고, 분석결과 수평변위에 비하여 수직변위의 변화가 크고, 압축변위에 비하여 인발변위의 변화가 큰 것으로 나타났다. 따라서, 본 방법에서는 인발하중-인발변위 곡선에서 하중에 따른 변위의 증가가 급격하게 증가되는 지점을 기준으로 기초체의 파괴지점을 정의하였다(최초인발변위법). 이와 같은 방법은 일반적인 송전철탑 말뚝기초의 파괴 적용이 가능한 방법으로, 말뚝기초에 연결보를 설치한 연결형 기초에 대해서도 파괴가 의심될 수 있는 지점을 의미한다. 반면, 본 방법은 말뚝과 말뚝 사이의 연결보의 설치를 통한 거동변화를 고려하지 않고, 일반적인 말뚝기초의 조건으로 파괴지점을 정의하므로, 연결형 기초의 지지력을 과소평가할 수 있는 소지가 있을 것으로 판단된다.

세 번째 방법으로는 가장 많은 연구자들로부터 제안되었던 말뚝 직경의 10%에 해당되는 변위가 발생되었을 때를 기준으로 지지력을 측정하였다(0.1B). 국내의 인발변위 파괴기준에서는 인발 저항이 최대로 될 때 혹은 인발파괴에 이른 하중으로 판정하되, 선단 직경의 10% 이하의 범위로 선정할 것을 제안하고 있다. 따라서, 말뚝 직경의 10%이후의 변위는 이미 말뚝 기초의 파괴가 발생한 이후의 지점을 의미하므로, 기초의 파괴기준으로 보기에 무리가 있다. 따라서, 말뚝 직경의 10%에 해당되는 지점을 연결형 기초의 말뚝부에서 정의되는 최대의 파괴기준으로 본 연구에 적용하였다.

본 연구에서 적용한 마지막 방법은 말뚝의 하중-변위 관계를 이용한 방법들 중, Chin(1970)의 방법을 기준으로 지지력을 측정하였다. Chin(1970)의 방법은 Debeer(1968)와 Meyerhof 등(1981)의 방법과 달리 측정된 하중(P)과 변위(S)의 관계를 이용하여 직접적으로 지지력을 측정하게 되므로, 연구자에 의한 판단의 차이가 발생하지 않는 장점을 가지고 있으며, Decourt(1999)의 방법과도 매우 유사한 결과가 나타나는 것으로 알려져 있다(Abdelrahman 등 2003). 따라서, 본 연구에서는 연결형 기초에 하중을

작용시키는 상부구조체의 하중재하지점에서 측정된 수평하중-수평변위 곡선을 Chin(1970)방법에 적용하였으며, 이에 따른 전체기초의 대표지지력을 측정하였다.

3. 송전철탑 연결형 기초의 수평재하시험

3.1 시험 개요

본 연구에서는 송전철탑 연결형 기초의 파괴기준을 제안하고자 다양한 조건에서의 송전철탑 기초의 수평재하시험을 수행하였다. 본 연구에서 수행된 수평재하시험은 연결체의 연결유무에 따라 말뚝기초 조건과 연결형 기초 조건으로 시험이 구분되며, 말뚝기초 조건에서는 각각의 단독 말뚝을 4개의 강봉과 하중재하대로 구성된 강봉구조체로 연결하여 송전철탑의 형상을 이루도록 하고, 연결형 기초의 조건에서는 각각의 말뚝기초에 강성이 다른 3종류의 연결체를 연결하여 연결형 기초를 구현하도록 하였다.

송전철탑 연결형 기초의 수평재하시험은 4가지 기초 형태와 6가지 하중형태에 대해서 총 24회를 수행되었다. 표 1에 나타난 바와 같이, 본 연구에서 수행된 모형 시험은 무연결기초인 독립기초와 강성이 다른 3가지의 연결체로 결합시킨 3종류의 연결형 기초로 구분된다. 또한 본 연구에서는 풍하중의 방향을 모사하여, 하중재하 방향을 0°와 45°로 구분하였으며, 하중재하의 높이에 따라 연결체에서 발생하는 휨모멘트 및 말뚝에 전달되는 하중의 각도가 달라지므로, 하중재하 높이를 1L, 2L, 3L로 구분하여 실험을 수행하였다. 본 연구에서의 시험의 종류에 대한 표기는 시험 조건의 조건에 따라 재하높이, 재하각도, 연결체강성의 순서로 표기 하였다. 예를 들어 재하높이 1L의 재하각도 0도, 고강성체의 경우에는 '1LOH'로 표기하였다.

본 시험에서 사용된 모형체는 철탑기초에 작용하는 하중과 유사한 하중형태를 기초에 전달하기 위하여 일정한 근개거리(L)를 갖는 위치에 기초를 설치하고, 기초의 상부에서 4개의 강봉을 결합하여 강봉구조체의 다리를 구성하며, 강봉구조체의 다리의 상부와 하중재하대를

표 1. 모형시험의 기초형태 및 재하조건

구분	연결체강성	하중높이	하중각도	시험횟수	
독립 기초	-	1L, 2L, 3L	0°, 45°	6	24
연결형 기초	저(l), 중(m), 강(h)	1L, 2L, 3L	0°, 45°	18	

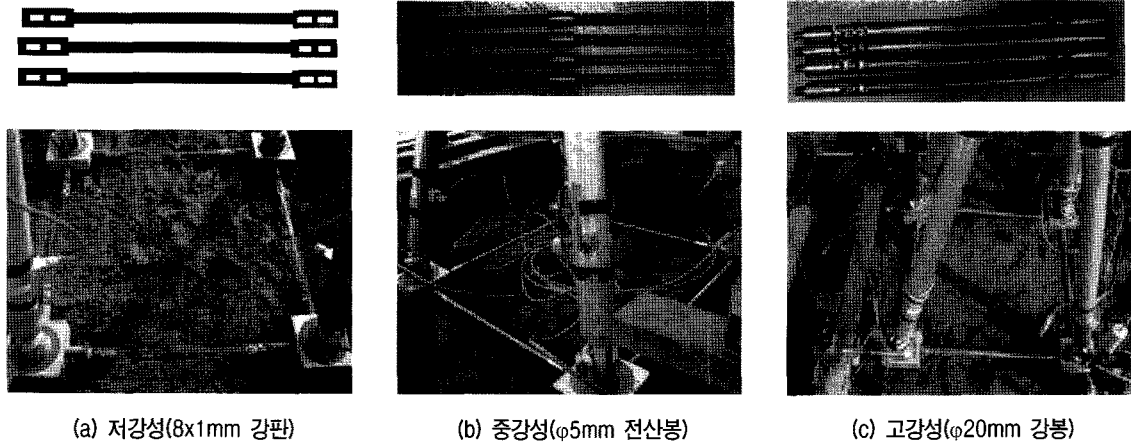


그림 3. 시험에서 사용된 연결체 형식

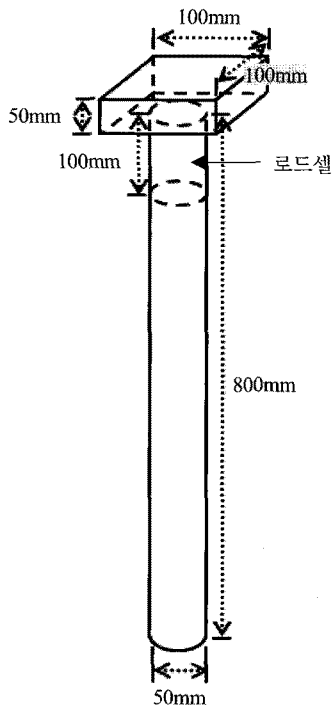


그림 4. 모형시험에서 사용된 기초 형식

결합하여, 강봉구조체의 상부에서 수평 하중을 재하하도록 하였다. 강봉구조체의 다리의 상부와 하중재하대는 하중이 각각의 기초에 일정하게 전달되도록 힌지결합을 통하여 결합되었으며, 강봉구조체의 다리의 하부와 기초는 기초의 변위가 상부구조에 의하여 구속되는 것을 배제하여 하중전달에 따른 기초의 거동이 자유롭게 발생하도록 물러의 형태로 결합되었다. 또한, 연결형 기초의 경우 근접한 기초사이에 3종류의 연결체가 설치되었으며, 각각의 연결체는 연결체의 강성에 따라 저강성의 연결체($EI=0.133\text{Nm}^2$), 중강성의 연결체($EI=6.135\text{Nm}^2$), 고강성의 연결체($EI=1571\text{Nm}^2$)로 구분된다.

그림 3은 본 연구에서 사용된 연결체를 나타낸 그림이다. 본 연구에서 사용된 저강성 연결체는 연결체에서의 휨모멘트에 대하여 저항하지 못하고, 연결체의 연결을 통한 인장효과만을 받는 경우를 고려하였으며, 중강성 연결체의 경우, 연결체에서의 휨모멘트에 대하여 저항할 수 있으나, 모멘트의 발생에 의한 휨변형이 존재하는 경우를 고려하였다. 반면, 고강성 연결체의 경우, 휨모멘트에 대하여 저항할 수 있으며, 모멘트의 발생에 의한 휨변형이 존재하지 않는 경우를 고려하였다.

본 시험에서 사용된 기초는 그림 4에 나타난 바와 같이 매트와 말뚝이 연결된 확대기초 형식의 말뚝으로, 매트는 좌우폭 100mm, 두께 50mm의 강판을 이용하였고, 말뚝은 직경 50mm 길이 700mm의 강관파이프를 이용하였다. 매트와 말뚝 사이에는 100mm길이의 하중계(load cell)를 설치하여 말뚝의 총길이가 800mm가 되도록 하였다.

3.2 하중 및 변위측정장치

재하 시험에서는 모형체의 하중 및 변위를 측정하기 위하여 9개의 하중계(load cell)와 14개의 변위측정장치(LVDT)가 사용되었다. 그림 5는 본 시험에서 사용된 하중계(load cell)과 변위측정장치(LVDT)를 나타내는 그림이다. 그림 5에서 나타난 바와 같이, 하중계(load cell)는 하중재하대에 가해지는 하중을 측정하기 위하여 하중재하대의 재하지점에 1개의 하중계(load cell)가 설치되었으며, 확대기초 형식의 기초전체에 작용하는 수평 및 연직하중을 측정하기 위하여 강봉구조체의 다리부분에 4개의 하중계(load cell)가 설치되었다. 또한, 말뚝

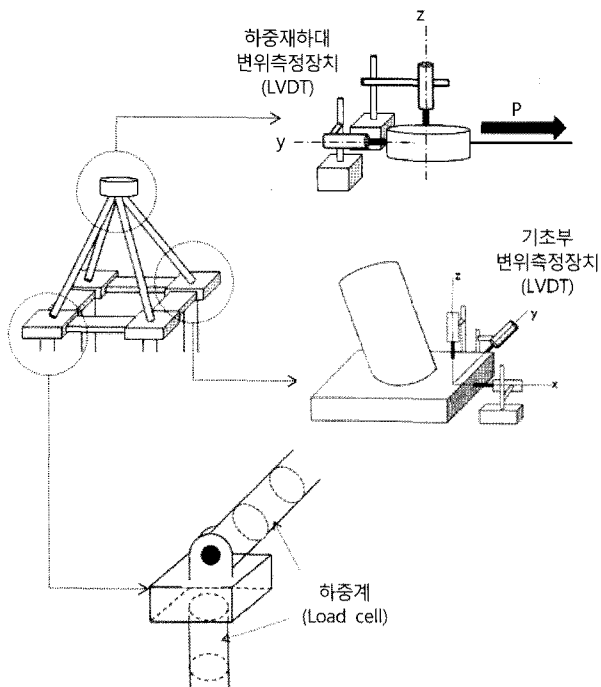


그림 5. 모형시험에서 사용된 하중계 및 변위측정장치

에 작용하는 연직하중을 측정하기 위하여 매트와 말뚝 사이에 4개의 하중계(load cell)가 설치되었다.

또한 모형체에 작용하는 수평변위 및 연직변위를 측정하기 위하여 총 14개의 변위측정장치(LVDT)가 설치되었다. 그림 5에 나타난 바와 같이, 변위측정장치(LVDT)는 하중재하대에서의 하중작용방향의 수평변위와 연직방향의 수직변위를 측정하기 위하여 2개의 변위측정장치(LVDT)가 설치되었으며, 각각의 기초에서의 수평변위 및 연직방향 두부변위를 측정하기 위하여 3방향(x,y,z)에 변위측정장치(LVDT)가 각각 설치되었다.

3.3 지반조건

본 연구에서 수행된 모형시험은 전라북도 익산의 현장에서 수행되었다. 현장지반은 지표면으로부터 1.0m의 실트질 모래층과 6.8m 두께의 실트질 점토층으로 구성되었고, 7.8m 이후로는 실트질 모래층이 존재하였다. 현장지반의 지반조건을 조사하기 위해서 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT)을 수행하였으며, 점토층에 대한 토질정수를 얻기 위하여 현장에서 채취된 비교란 시료를 이용하여 각종 실내시험을 수행하였다. 그림 6은 본 연구에서 수행된 현장의 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT) 결과를 나타낸 그림이다. 그림 6에 나타난

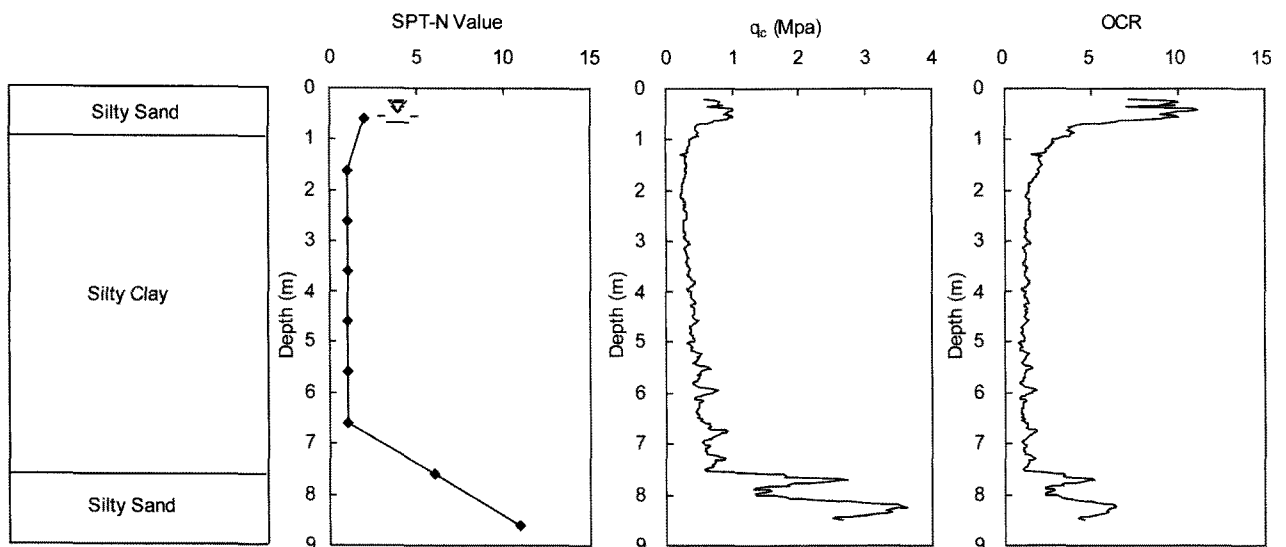


그림 6. 모형시험부지에 대한 지반조사결과

표 2. 모형시험부지 점토의 주요 물성

주요물성	γ_t (kN/m^3)	G_s	LL (%)	PI (%)	w (%)	USCS	q_u (kPa)	S_u (kPa)	σ'_p (kN/m^2)	C_c
물성치	16.59	2.69	44.9	23.3	43.3	CL	16.87	11.08	65.71	0.40

γ_t =단위중량, G_s =비중, LL=액성한계, PI=소성지수, w=함수비, USCS=통일분류법, q_u =일축압축강도, S_u =비배수전단강도, σ'_p =선형압밀하중, C_c =압축지수

바와 같이, 점토층의 SPT-N치는 1정도로 매우 연약한 상태였으며, CPT 콘지지력은 각각 0.31Mpa~0.43MPa의 범위를 나타내고 있었다. 표 2는 시험현장의 점토층의 주요 물성을 나타낸 표이다. 표 2에 나타난 바와 같이 점토의 단위중량(γ_t)은 16.59kN/m³, 비중(G_s)과 함수비(w)는 각각 2.69와 43.3%로 나타났으며, 통일분류법상 CL로 분류되었고, 액성한계와 소성지수는 각각 44.9%와 23.3%로 나타났다. 일축압축시험을 통하여 측정된 일축압축강도(q_u)는 16.87kPa 이었으며, 비압밀 비배수 삼축압축시험을 통하여 측정된 비배수 전단강도(S_u)는 11.08kPa 이었고, 표준압밀시험을 통하여 측정된 선행압밀하중(σ'_p)는 65.71kN/m², 압축지수(C_c)는 0.40 이었다.

3.4 수평재하시험

모형체를 이용한 재하시험은 1.0m 두께의 실트질 모래층을 제거한 후 실트질 점토층에서 수행되었다. 매트와 결합된 말뚝은 햄머를 이용하여 타입되었으며, 말뚝 사이의 근개거리(L)를 일정하게 유지시키기 위하여 좌우쪽 500mm의 프레임을 이용하여 말뚝의 위치를 고정시키고 일정한 힘을 가하여 10cm 단위로 향타하였다. 강봉구조체를 구성하는 4개의 다리의 하부와 매트와 상부는 롤러형태로 결합하였고, 다리의 상부는 하중재하대와 힌지의 형태로 결합하였으며, 연결형 기초의 경우 매트사이에 연결체를 설치하였다.

그림 7은 설치된 모형체의 하중재하의 형태를 나타낸 그림이다. 설치된 모형체의 하중재하는 반력말뚝으로 설치된 10m의 H형 강관파일에서 윈치(winch)를 이용하여 수행되었다. 윈치(winch)와 하중재하대는 각각 와이어

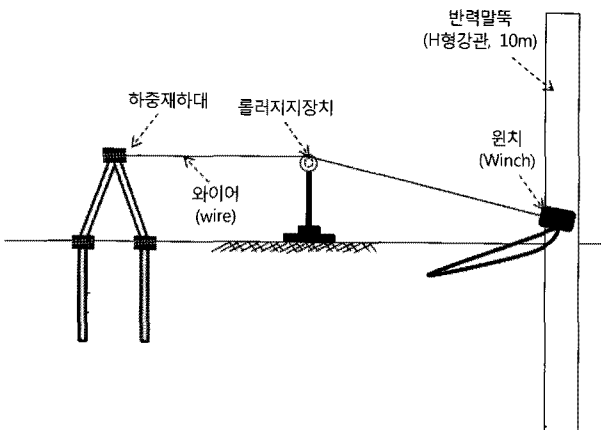


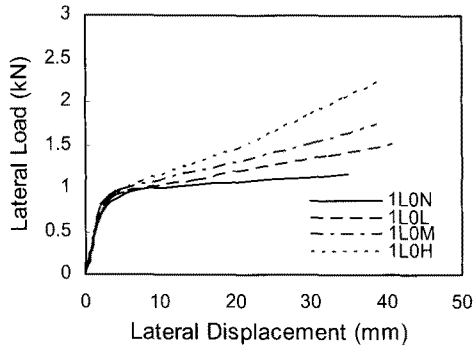
그림 7. 송전철탑기초의 하중재하방법

(wire)로 연결되었으며, 윈치(winch)와 와이어(wire)사이에는 높이조절이 가능한 롤러지지장치를 설치하여 하중재하대에서 가해지는 하중의 수평을 유지하도록 하였다. 하중의 재하는 수평하중을 0.1kN 단위로 증가시키면서 수행하였고, 각각의 하중단계에서 기초의 변위가 더 이상 발생되지 않을 때 다음단계의 하중을 가해주도록 하였으며, 인발력이 발생하는 기초의 인발변위가 30mm에 도달하여 충분한 변위가 발생할 때까지 수행되었다. 재하시험이 진행되는 동안 총 9개의 하중계와 14개의 변위측정장치(LVDT)에서 측정되는 하중 및 변위 값들이 데이터로거(data logger)를 통하여 기록되었으며, 측정 결과를 이용하여 모형체의 하중재하대에서의 수평하중-수평변위 곡선과 각 말뚝에서의 하중-변위 곡선을 도출하였다.

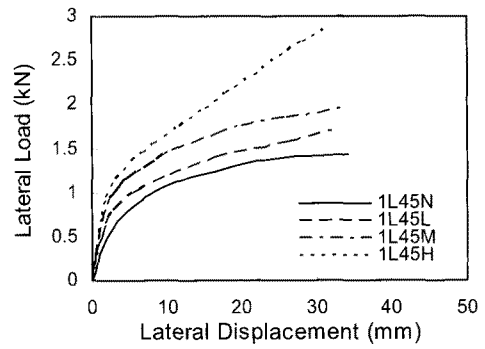
3.5 재하시험결과

본 시험에서 설치된 하중 및 변위측정 장치의 위치에 따라, 하중재하지점에서 측정된 수평하중-수평변위곡선과 각각의 기초부분에서의 측정된 3축방향의 하중-변위곡선을 얻을 수 있었다. 그림 8(a)-(f)은 연결체의 변화에 따른 수평하중-수평변위를 나타낸 곡선이다. 일례로, 그림 8(a)는 하중높이 1L과 하중각도 0° 조건에서의 연결체의 변화에 따른 수평하중-수평변위를 나타내는 곡선이며, 그림 8(b)는 하중높이 1L과 하중각도 45° 조건에서의 연결체의 변화에 따른 수평하중-수평변위 곡선을 나타내는 그림이다. 그림 8에서 나타난 바와 같이, 수평하중-수평변위 곡선의 탄성구간에서는 말뚝기초와 연결기초의 하중-변위 특성의 차이가 전반적으로 명확하게 나타나지는 않은 것으로 나타났다. 그러나, 변위가 커짐에 따라 말뚝기초(1L0N, 1L45N)가 극한상태로 급격히 수렴하는 반면, 연결형 기초는 변위가 커짐에 따라 하중지지능력도 계속 증가하며, 연결체의 강성이 클수록 이러한 경향이 더욱 분명해 지는 것으로 나타났다.

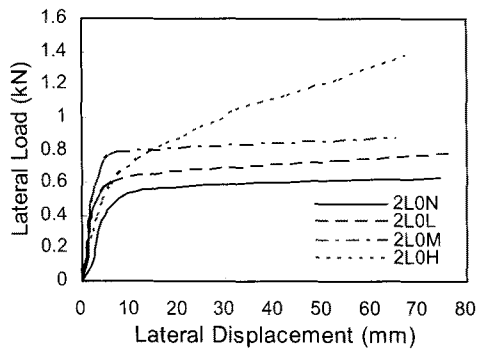
그림 9는 하중재하각도에 따라 달라지는 기초의 거동형상을 나타낸 그림이며, 그림 10(a)는 재하방향이 0°인 경우에 각 기초에서 측정된 하중-변위 곡선을 나타내는 그림이고, 그림 10(b)는 하중재하방향이 45°인 경우에 각 말뚝에서 측정된 하중-변위 곡선을 나타내는 그림이다. 그림 10(a)에 나타난 바와 같이 재하방향이 0°인 기초의 경우 전위의 기초(P1, P2)에서 압축력(-) 및 압축변위(-)가 발생되며, 후위의 기초(P3, P4)에서 인발력(+) 및 인발변위(+)가 발생하는 것으로 나타났다. 또한 각



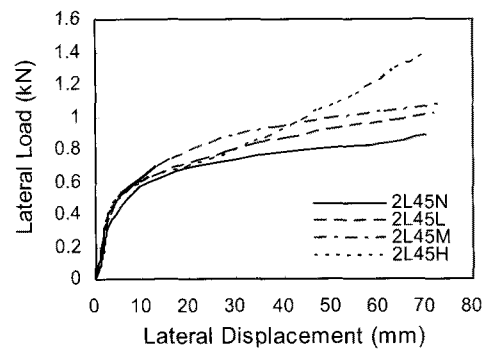
(a) 재하높이 1L, 재하각도 0°



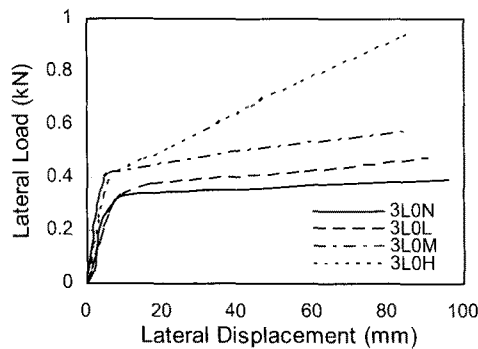
(b) 재하높이 1L, 재하각도 45°



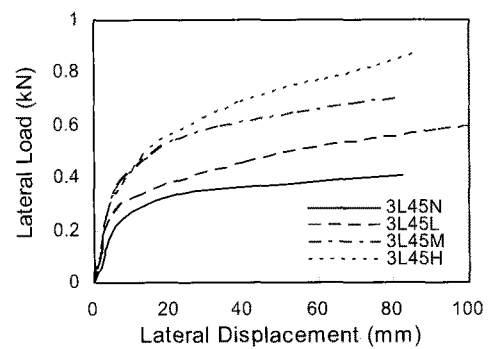
(c) 재하높이 2L, 재하각도 0°



(d) 재하높이 2L, 재하각도 45°



(e) 재하높이 3L, 재하각도 0°



(f) 재하높이 3L, 재하각도 45°

그림 8. 연결체의 변화에 따른 수평하중-수평변위곡선

기초에서의 수평하중 및 변위가 발생하는 것으로 나타났으나, 그 값의 크기는 기초의 연직방향의 하중 및 변위에 비하여 매우 작은 것으로 확인되었다. 또한, 연직방향의 하중 및 변위 중에서는 인발에 대한 하중 및 변위가 압축력에 의한 하중 및 변위보다 큰 것으로 나타났다.

그림 10(b)는 재하방향을 45°인 기초의 각 기초에서 발생한 하중-변위를 나타낸 그림이다. 그림 10(b)에 나타난 바와 같이, 재하방향을 45°의 모형체의 경우 전위 기초(P1)에서 압축력(-) 및 압축변위(-)가 발생되며, 중간부 기초(P2, P4)와 후위의 기초(P3)에서 인발력(+)과 인발변위(+)가 발생하는 것으로 나타났다. 그러나, 중간부의 기초(P2, P4)의 경우 후위의 기초(P3)에 비하여 매

우 작은 변위가 발생되었으며, 각 말뚝의 수평하중 및 변위의 경우, 0°에서와 같이 연직방향의 경우에 비하여, 매우 작은 것으로 나타났다. 또한, 연직방향의 하중 및 변위 중에서는 인발에 대한 하중 및 변위가 압축력에 의한 하중 및 변위보다 큰 것으로 나타났다.

따라서, 모형체의 거동을 지배하는 기초의 주요한 거동은 최대의 인발하중 및 인발변위가 발생하는 기초에서 발생되며, 연결형 기초의 파괴기준을 기초를 통하여 정의할 경우, 최대의 인발하중 및 인발변위가 작용하는 기초(재하방향 0°의 경우, P3, P4; 재하방향 45°의 경우, P3)의 파괴시점을 정의함으로써, 연결형 기초의 파괴를 정의할 수 있는 것으로 판단된다.

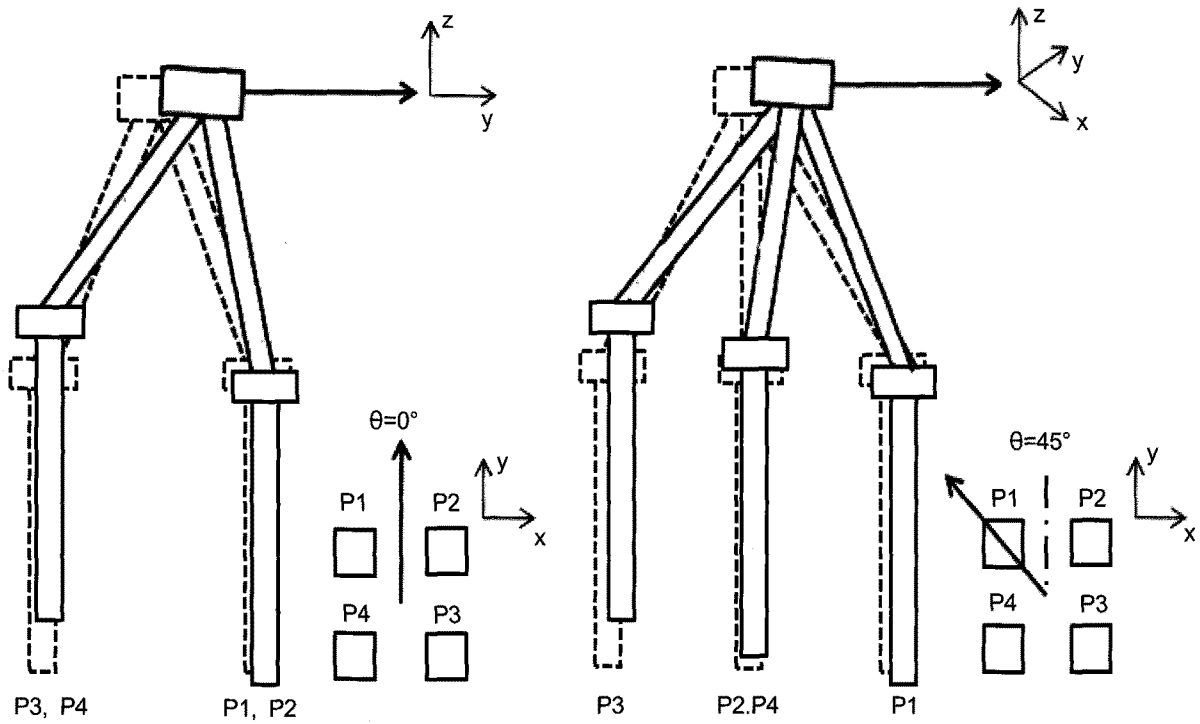
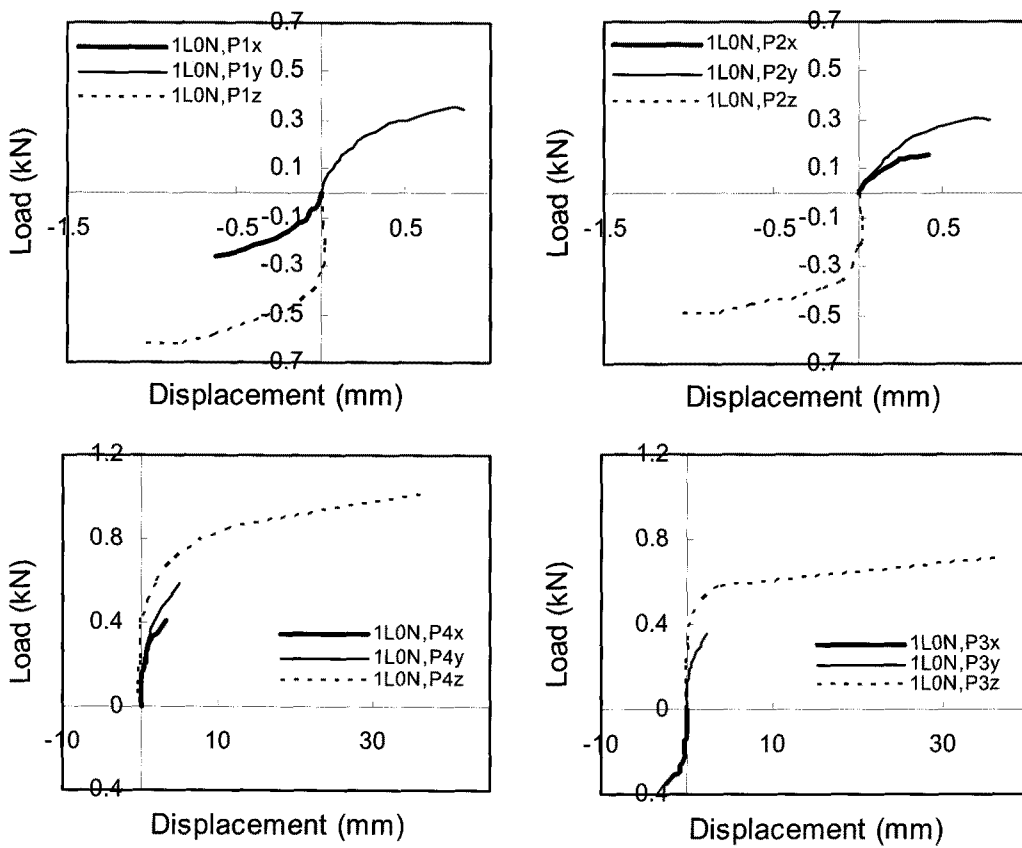
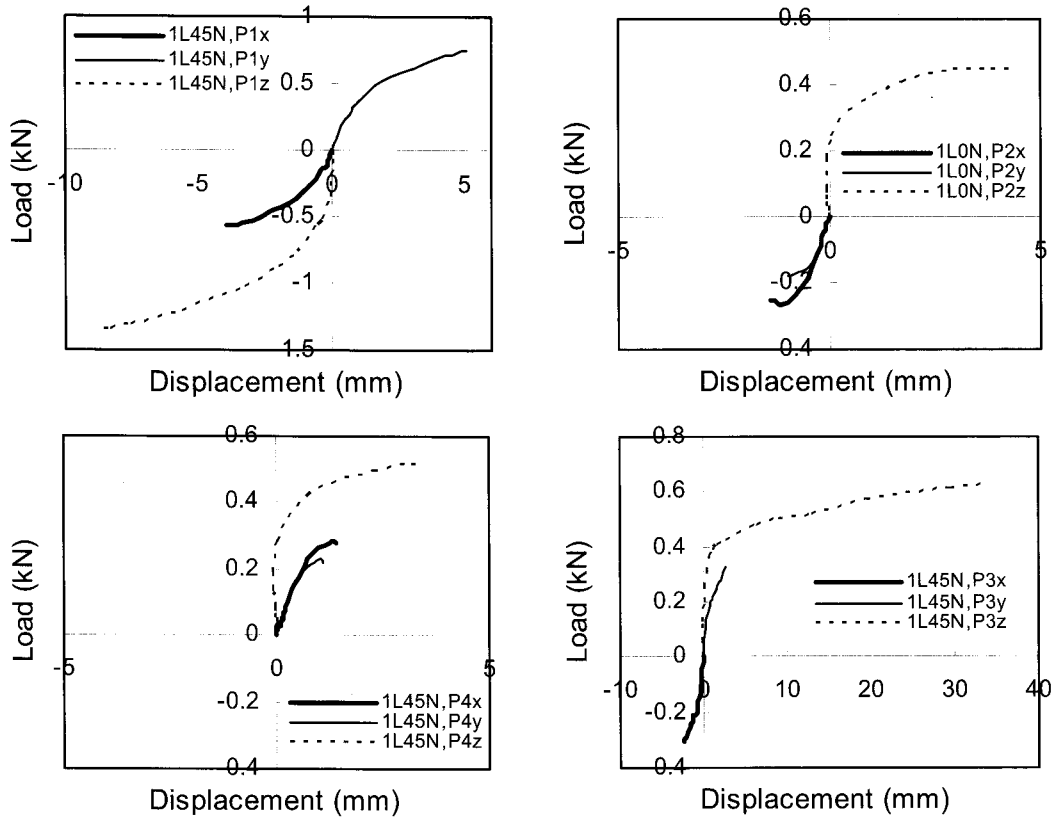


그림 9. 개별기초요소에 대한 하중각도 및 기초의 거동형상



(a) 기초에서 측정된 하중-변위 곡선(재하방향 0°)

그림 10. 기초의 거동형상 및 각 기초에서 측정된 하중-변위곡선 (계속)



(b) 기초에서 측정된 하중-변위곡선(재하방향 45°)

그림 10. 기초의 거동형상 및 각 기초에서 측정된 하중-변위곡선

4. 연결형 기초형식의 최적파괴기준

4.1 파괴기준 종류에 따른 수평지지력

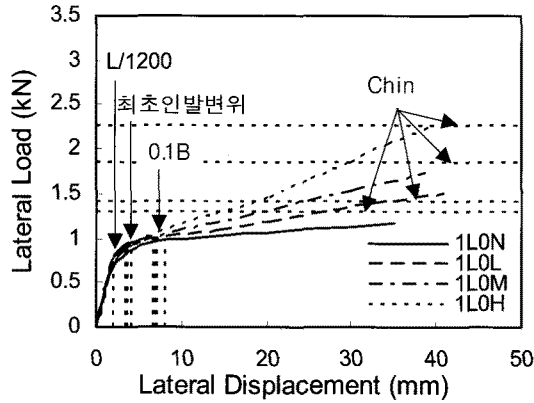
일반적인 기초의 파괴기준 및 지지력 측정방법은 많은 연구자들을 통하여 제안되어왔으나, 본 연구의 시험 대상인 연결형 기초에 대해서는 명확한 기준이 수립되어 있지 않은 실정이다. 연결형 기초의 주요한 거동은 하중재하지점으로부터 측정된 수평하중-수평변위곡선과 각 말뚝에서 측정된 하중-변위곡선을 통하여 확인할 수 있다.

본 연구에서는 연결형 기초의 파괴를 정의하기 위하여, 앞서 언급했던 바와 같이 L/1200법, 최초인발변위법(0.04B), 0.1B법, Chin법을 적용하여 지지력을 측정하였으며, 모형체 전체에 작용하는 수평지지력을 산정하여 그 결과를 비교 분석하였다. 각 방법에 의한 지지력 측정은 각 방법에서 정의된 절차에 따라 진행되었다. Chin 방법의 경우, 수평하중을 받는 재하대에서 측정된 수평하중-수평변위를 이용하여 직접적인 산정이 가능하므로 하중재하대에서 측정된 수평하중과 수평변위를 통하여 직접적으로 산정하였다. 최초인발변위법(0.04B)법

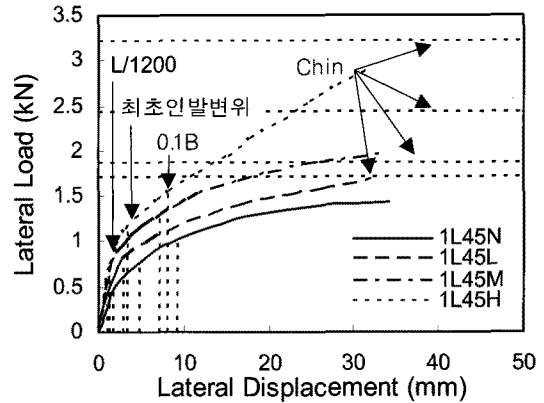
의 경우, 말뚝기초의 인발력을 받는 말뚝 중 가장 큰 인발변위가 발생하는 말뚝에서 최초의 인발파괴가 발생하는 지점을 최초인발변위로 선정하였다. 말뚝기초의 최초의 인발변위는 말뚝의 직경의 4%에 해당되는 변위인 2mm근방에서 최초의 인발파괴가 발생하는 것을 나타냈으며, 이에 따라 말뚝 직경의 4%(0.04B)에 도달하였을때의 하중재하지점에서의 수평지지력을 최초인발변위법(0.04B)법의 대표지지력으로 측정하였다. L/1200법과 0.1B법의 경우, 인발력을 받는 말뚝중 가장 큰 인발변위가 발생하는 말뚝에서 각 기준의 변위에 도달하였을 때를 기준으로 하중재하지점에서의 수평지지력을 측정하여 대표지지력으로 산정하였다.

그림 11은 본 연구에서 선정된 4가지 방법에 따른 변위와 하중을 수평하중-수평변위곡선에 나타낸 그림이며, 그림 12는 L/1200법, 최초인발변위법(0.04B), 0.1B법에 따라 측정된 모든 실험조건의 수평지지력 및 수평변위를 나타내는 그림이다. Chin 방법의 경우 측정 방법의 특성상 기준변위가 측정되지 않으므로, 모든 실험조건 수평지지력을 표 3에 나타내었다.

그림 11과 그림 12, 표 3에서 나타난 바와 같이, 수평



(a) 재하높이 1L, 재하각도 0°



(b) 재하높이 1L, 재하각도 45°

그림 11. 측정된 지지력과 기준변위

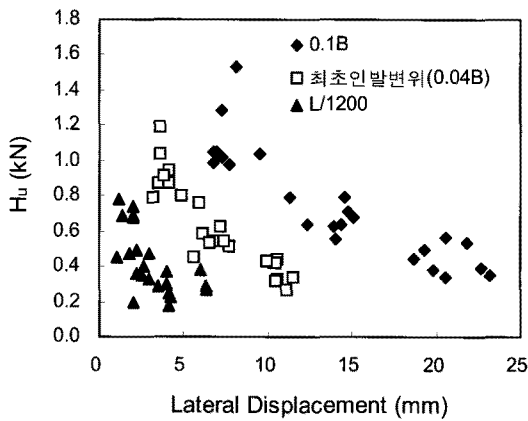


그림 12. 선정된 방법을 통하여 측정된 수평지지력

지지력과 이에 상응한 수평변위는 기준에 따라 다르게 측정되는 것을 확인할 수 있었으며, 측정된 수평지지력은 L/1200법, 최초인발변위법(0.04B), 0.1B법, Chin법의 순서로 나타나게 되는 것을 확인할 수 있었다. 각각의 방법에서 L/1200방법은 기초의 수평하중-수평변위 곡선의 탄성구간에서 측정되는 것을 확인할 수 있었으며, 최초인발변위법(0.04B)은 수평하중-수평변위 곡선의 기울기가 급격하게 변화되는 변곡점에서 측정되는 것을 확인할 수 있었다. 반면, 말뚝 직경에 10%의 인발변위

지점을 기준으로 측정하는 0.1B방법은 수평하중-수평변위 곡선의 기울기가 급격하게 변화되는 변곡점 이후에서 측정되는 것을 확인할 수 있었으며, Chin의 방법의 경우 측정된 수평하중-수평변위 곡선의 이후의 지점에서 지지력이 측정되는 것을 확인할 수 있었다.

4.2 연결형 기초형식의 파괴기준 결정

L/1200법에 의해 측정된 수평지지력은 그림 11에 나타난 바와 같이, 기초의 수평하중-수평변위 곡선의 탄성 구간에서 측정되어 매우 보수적인 지지력 측정결과를 나타내게 되며, 기초의 안전성과 관계없이 과다설계를 유발할 수 있다. 또한, Chin 방법에 의해 측정된 수평지지력은 하중-재하곡선 이후에서 측정되어, 지지력을 지나치게 과대평가되며, 하중-재하곡선이 작은 기울기로 수렴하지 않는 연결형 기초에서는 하중-재하곡선의 측정 범위에 따라 그 크기가 다르게 측정되므로, 연결형 기초의 파괴기준으로 선정하기에는 무리가 있다. 따라서, 연결형 기초형식의 파괴기준은 말뚝기초의 파괴기준으로 연결형 기초의 최초의 파괴 가능성을 보이는 지점인 최초인발변위법(0.04B)의 파괴기준으로부터 기초

표 3. Chin의 방법을 통하여 측정된 수평지지력

구분	수평지지력 (kN)						
	1L		2L		3L		
	0°	45°	0°	45°	0°	45°	
말뚝기초 (N)	1.285	1.699	0.695	0.946	0.419	0.452	
연결형 기초	저강성 (l)	1.414	1.865	0.812	1.063	0.499	0.609
	중강성 (m)	1.852	2.124	0.916	1.183	0.581	0.767
	고강성 (h)	2.249	3.199	1.508	1.481	1.021	0.949

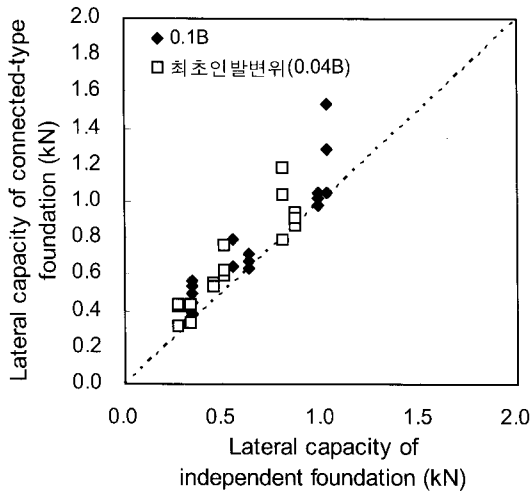


그림 13. 독립기초와 연결형 기초의 지지력비교

의 최대 허용파괴변위를 적용하는 0.1B법의 파괴기준 까지의 범위에서 정의될 수 있는 것으로 판단된다.

그림 13은 최초인발변위법(0.04B)을 통하여 측정된 수평지지력과 0.1B방법을 통하여 측정된 수평지지력을 독립기초 조건과 연결형 기초 조건으로 구분하여, 두 조건에 따라 나타나는 지지력의 차이를 나타낸 그림이다. 그림에서 나타난 바와 같이 최초인발변위법(0.04B)과 0.1B방법 모두 말뚝기초의 경우보다 연결형 기초의 경우에 더 큰 지지력이 측정되는 것으로 나타났다. 그러나, 연결형 기초의 연결체에 따른 지지력증대 효과는 0.1B방법에서 최초인발변위법(0.04B)에 비하여 큰 것으로 나타났으며, 이는 수평하중-변위의 곡선이 급격하게 변화되는 변곡점 이후에서 연결체의 강성에 따른 지지능력의 증가가 명확히 드러나는 연결형 기초의 하중-변위 특성 때문인 것으로 판단된다. 따라서, 연결형 기초의 파괴기준은 말뚝 직경의 4%에서 10%의 범위에서 선정될 수 있으나, 변곡점 이후에 연결체의 강성에 따라서 지지능력이 증가되는 연결형 기초의 하중-변위 특성을 고려하였을 때, 일반적인 기초의 최대파괴변위인 말뚝 직경의 10%의 지점으로 선정하는 하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

5. 결론

송전용 철타기초의 기존 설계기준은 하부 기초시스템에 사용된 개별 기초의 파괴기준을 그대로 적용하고 있어, 연결형 기초와 같이 사각 기초시스템이 상호 연결되어 유기적 거동은 나타낼 경우, 기존의 파괴기준만으로 하중에 대한 거동과 지지력을 나타낼 수 없다. 따라서, 본 연구에서는 이러한 경우를 대상으로, 특히 말뚝

기초가 사용된 경우를 대상으로 파괴기준을 제시하고자 하였다. 이를 위하여, 본 연구에서는 점토지반을 대상으로, 다양한 조건의 송전철타 연결형 기초를 이용하여 다양한 하중 조건에서의 수평모형재하시험을 수행하였으며, 다양한 지지력을 측정방법을 이용하여 지지력을 측정하고, 모형체 전체 및 각각의 개별기초의 하중-변위특성을 분석하여 연결형 기초의 파괴기준을 제안하였다. 연구를 통하여 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 점토지반에서의 송전철타 연결형 기초의 파괴기준을 제안하기 위하여 다양한 방법의 파괴기준을 확인하고 4개의 기준을 선정하여 연구를 진행하였다. 4개의 파괴기준은 전체 기준들 중 허용지지력을 구하는 기준으로 가장 보수적인 기준으로 판단되는 L/1200기준과 연결형 기초의 파괴의 가장 보수적인 기준으로 적용될 수 있는 최초인발변위기준, 많은 저자들에 의하여 제안된 말뚝직경의 10%를 파괴의 기준으로 하는 0.1B방법, 말뚝의 하중-변위관계를 도식적으로 이용하는 대표적인 방법인 Chin(1970)의 방법을 선정하였다.
- (2) 본 연구에서는 점토지반에서 송전철타 연결형 기초의 수평모형재하시험을 수행하였다. 수평모형재하시험을 통하여 하중재하시험으로부터의 수평하중-수평변위 곡선과, 각 말뚝에서의 하중-변위곡선들을 측정하고 분석하였으며, 그 결과 수평하중-수평변위 곡선의 탄성구간에서는 말뚝기초와 연결형 기초의 하중-변위 특성의 차이는 명확하게 나타나지는 않은 것을 확인하였고, 변위가 커짐에 따라 말뚝기초는 극한상태로 급격히 수렴하는 반면, 연결형 기초는 하중지지능력이 지속적으로 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 연결형 기초의 하중지지능력은 연결체의 강성이 클수록 더욱 분명해 지는 것을 확인할 수 있었다.
- (3) 점토지반에서의 수평모형재하시험에서 발생하는 연결형 기초의 각 말뚝의 거동은 수직거동과 수평거동이 모두 발생하나, 수평거동에 비하여 수직거동이 지배적이며, 특히 수직거동 중에서는 인발력을 받는 말뚝의 인발거동이 지배적인 것으로 나타났다.
- (4) 본 연구에서는 선정한 4가지 방법(L/1200법, 최초인발변위법, 0.1B법, Chin법)을 이용한 수평지지력을 측정하고 분석하였다. 그 결과, L/1200법은 연결형 기초의 수평지지력을 과소평가하고, Chin의 방법은 연결형 기초의 수평지지력을 지나치게 과대평가하

게 되어 두 기준은 연결형 기초의 파괴기준으로 선정하는데 무리가 있는 것으로 판단된다. 반면, 최종 인발변위법(0.04B)과 0.1B법의 변위기준은 연결형 기초의 파괴기준으로 사용하는데 무리가 없는 것으로 판단된다. 그러나, 하중 변위곡선에서 변곡점이 후의 하중지지능력이 지속적으로 증가하는 연결형 기초의 특성을 고려하였을 때, 연결형 기초의 파괴 기준은 말뚝 직경의 4%에서 10%로 하되 10%를 기준으로 하는 것이 보다 합리적인 것으로 판단된다.

(5) 연약지반에 설치된 송전철탑의 경우, 송전탑 구조물의 도깨나 전도와 같은 극한 전반파괴의 가능성도 존재한다. 본 연구에서는 연결체를 이용하는 연결형 기초를 이용하여 이와 같은 극한 파괴에 대비하여 실질적인 안전율의 증대를 도모하고자 하였으며, 이를 고려할 수 있는 파괴기준을 제안하고자 하였다. 따라서, 도깨나 전도와 같은 극한 전반파괴의 발생은 본 논문에서 제시하고 있는 지지력 기준 이상의 하중조건에서 나타날 것으로 예상되며, 그 이전에 상부 구조물의 구조적 안전성의 문제가 발생할 수도 있을 것으로 판단된다. 본 연구에서는 앞서 언급한 바와 같이, 하중에 따른 상부 철탑구조체의 파괴해석을 기초의 파괴와 별도의 분야로 간주하여, 연구를 수행하였으나, 실제 설계에 있어서는 상부구조물에 대한 구조적 검토가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 2010년도 지식경제부의 재원으로 한국에너지 기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행한 “송전 철탑 특수기초 공법개발 및 설계기준 수립 연구”의 연구비 지원에 의해 수행된 결과의 일부로, 상기 기관의 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 국제지반공학회 (2007), 국제지반공학회 ATC18(대형기초위원회) 말뚝의 연직인발재하시험기준, ATC18 S 3-2007.
2. 김정부, 조성배 (1995), “765kV 철탑기초 설계 및 기초재하시험”, *대한전기학회*(1995), 1995년도 추계 학술대회 논문집, pp. 447-449.
3. 일본동경전력 (1988), UHV 기초설계요항(안), 5.4-5.5.
4. 장석한, 김희광, 이강현, 한경수, 함방욱, 정기선 (2007), “가공 송전 철탑기초 설계 및 시공방법연구”, *전기학회논문지*, 제 56권, 제 6호, pp.1031-1034.
5. 한국지반공학회 (2009), *구조물기초설계기준* 한국지반공학회, pp.347-

- pp.368.
6. 한국지반공학회 (2007) 한국지반공학회 기초기술위원회 말뚝의 연직인발재하시험기준, KGS TCF S 3-2007.
7. 한국지반공학회 기초기술위원회 (2007), *기초의 재하시험 기준 및 해설*, 구미서관, 서울, pp.III-16-17.
8. 한국지반공학회 기초기술위원회 (2007), *일본지반공학회 기준 말뚝의 연직재하시험 방법 및 해설*, 구미서관, 서울, pp.206-209.
9. BSI (1986), “British standard code of practice for foundations”, BS8004, British Standard Institution (BSI), London.
10. Chin, F.V. (1970), “Estimation of the Ultimate Load of Piles Not Carried to Failure”, *Proc. of 2nd southeast Asian Conference on Soil Engineering*, pp.81-90.
11. Davission, M. T. (1972), “High Capacity piles”, *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicaco, March 22, pp.81-112.
12. Debeer, E. E. (1967), “Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal”, *Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie*, No. 6.
13. Decourt, L. (1999), “Behavior of foundations under working load conditions”, *Proceeding of the 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Foz-Dolguassue, Brazil, August, Vol.4, pp.453-488.
14. Fellenius, B.H. (1980), “The analysis of results from routine pile load tests”, *Ground Engineering*, Vol.13, No.6, pp.19-36.
15. Fellenius, B.H. (2001), “What Capacity Value to Choose from the Results of a Static Loading Test”, *Fulcrum*, Deep Foundation Institute, New Jersey.
16. Fleming, W. G., Weltman A. J, Randolph, M. F., and Elson, W. K. (1992), “Piling Engineering”, *2nd ed. John Wiley and Sons, Inc.*
17. FDOT (1999), “Standard specifications for rad and bridge construction”, Florida Department of Transportation(FDOT), Tallahassee, Fla.
18. G.E. Abdelrahman, E.M. Shaarawi and K.S.Abouzaid (2003), “INTERPRETATION OF AXIAL PILE LOAD TEST RESULTS FOR CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES”, *Proc. of the 9th Arab Structural Engineering Conf.* pp.791-802.
19. ISSMFE (1985), “Axial pile loading test-part 1: static loading”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.8, No.2, pp.79-89.
20. IEEE (2001), IEEE Standard 691-2001 IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing. Overturning (Moment) tests.
21. JEC (1979), “Design Standard for Power Transmission Supports”, JEC-127-1979, Standard of the Japanese Electro technical Committee.
22. JGS (2002), “Standard for Vertical loading Test of Pile”, JGS-1813-2002, Japanese Geotechnical Society.
23. Meyerhof, G. G. Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981) “Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18(2), pp.159-170.
24. Reese, L.C., and O'Neill, M.W. (1988), “Drilled Shafts: construction procedures and design methods”, FHWA-HI-88-042. Fedral Highway Administration, McLean, Va.
25. SAA(1995), “Australian standards: piling-design and installation AS 2159. Standards Association of Australia (SAA), Homebush, NSW, Australia.

(접수일자 2010. 6. 27, 심사완료일 2011. 1. 21)