

# PHC 항타말뚝의 하중저항계수 산정

## Assesment of Load and Resistance Factored Design Value for PHC Driven Pile

박종배<sup>1</sup> · 박용부<sup>2</sup> · 이범식<sup>3</sup> · 김상연<sup>4</sup>

Jong-Bae Park<sup>1</sup>, Yong-Boo Park<sup>2</sup>, Bum-Sik Lee<sup>3</sup> and Sang-Yeon Kim<sup>4</sup>

(Received June 21, 2013 / Revised July 25, 2013 / Accepted July 25, 2013)

### 요 약

기성 말뚝을 항타시공하는 방법은 시공비가 적게 들면서도 우수한 지지력을 얻을 수 있는 효율적인 시공방법이다. 하지만 국내와 같이 매립층이 많고 다양한 지반조건에서는 예상치 못한 문제로 인하여 기계적 굴착이 수반되는 매입공법으로 변경되기도 한다. 따라서, 항타공법이 매입말뚝에 비하여 불확실성이 더 높을 수 있다. 본 논문에서는 국내에서 건축물의 기초로 사용되고 있는 PHC 항타말뚝의 불확실성 요인을 줄여주고 보다 신뢰성 있는 설계가 가능하도록 하기 위하여 한계상태설계법의 일종인 하중저항계수법(LRFD) 설계정수를 산정하였다. PHC 항타말뚝의 LRFD 설계정수를 제안하기 위해 총 221회(초기동재하 : 93회, 재항타동재하 : 128회)의 동재하시험자료와 이들 말뚝에 대한 지지력 설계(Meyerhof 설계법, SPT-CPT 전환 설계법) 자료를 분석하고 목표 신뢰도 지수 2.33과 3.0에 대해 하중저항계수를 제시하였다. PHC 항타말뚝의 저항계수는 목표 신뢰도 지수에 따라 Meyerhof 방법, SPT-CPT 전환법은 각각 0.43~0.55 및 0.40~0.49를 나타내었다.

**주제어 :** PHC 말뚝, 항타말뚝, 한계상태설계법, 하중저항계수법, 목표 신뢰도 지수

### ABSTRACT

Driving a prefabricated pile is the efficient construction method with low cost and excellent bearing capacity characteristics. But pile driving method has often been changed to bored pile method with mechanical boring due to the unexpected problems occurred in the various domestic ground condition with landfill. So, pile driving method has more uncertainty than the Bored Pile method. This paper proposed LRFD design value which is one of limit states design method for the PHC driven pile used as building foundation to guarantee the reliable design with reduced uncertainty. This paper analysed 221 dynamic load test results(E.O.I.D : 93, Resrike : 128) and the different methods of estimating bearing design(Meyerhof method & SPT-CPT conversion method), and proposed LRFD value for each design reliability Index 2.33 and 3.0 for PHC driven pile. LRFD value of PHC driven pile represents 0.43~0.55 for Meyerhof method and 0.40~0.49 for SPT-CPT conversion method according to the design reliability index.

**Key words:** PHC Pile, Driven Pile, Limit States Design Method, LRFD(Load and Resistance Factored Design Method), Deign Reliability Index

## 1. 서 론

일구조물 기초로서 기성말뚝을 항타시공하는 방법은 저렴한 공사비 및 짧은 공기로 우수한 지지력을 얻을 수 있는 가장 효율적인 방법이다. 공동주택을 비롯한 건축공사에서는 주로 고강도 프리스트레스트 콘크리트 파일(이하 PHC 말뚝)을 이용하여 항타 또는 매입공법으로 기초로 시공하고 있다. PHC 말뚝을 항타시공하는 방법이 가장 효율적인 방법이긴

하지만 요즘은 소음·진동에 대한 민원문제로 도심지 뿐만 아니라 소규모라도 건물·축사 인근에서는 시공이 불가능하다. 중소규모 단위의 도심공사 위주인 민간 건설사들은 이러한 이유로 근래에 PHC 항타말뚝을 거의 시공하지 않는 것으로 알려져 있다.

반면에 대규모 택지개발지역에서 공동주택건설이 많은 LH(한국토지주택공사)는 아직도 PHC 항타시공이 전체 말뚝 공사의 30~40%를 차지하고 있다. LH가 대략적으로 연간

1) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(주저자: jbpark@lh.or.kr)  
 2) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원(교신저자: parkyb@lh.or.kr)  
 3) 한국토지주택공사 토지주택연구원 연구위원  
 4) 한국토지주택공사 토지주택연구원 수석연구원

30만본의 PHC 말뚝을 시공하고 있으므로 LH가 연간 향타시공하는 PHC 말뚝은 10만본 이상이라는 계산이 나오며 토목 및 기타현장에서의 PHC 향타말뚝 시공량은 이보다 더 많을 것으로 유추된다.

시공물량이 무시할 수 없을 정도로 많은 PHC 향타말뚝에 대해서 보다 합리적이고 신뢰성이 있는 설계를 위해서는 한계상태이론에 근거한 LRFD 설계법을 도입할 필요가 있으며 본 논문에서는 LRFD 설계에 필요한 PHC 향타말뚝의 저항계수를 제시하고자 한다. 국제표준화기구인 ISO(International Organization for Standardization) 기준 중에서 건설 설계분야와 직접적으로 관련 있는 ISO 2394(구조물 신뢰성에 관한 일반 원리)에서는 기본적으로 공용성(Serviceability) 및 신뢰성(Reliability)을 기준으로 하는 한계상태설계법(Limit States Design, LSD)을 채택하고 있어 해외시장을 진출하기 위해서도 PHC 향타말뚝에 대한 한계상태설계법의 일종인 LRFD 설계법을 정립하는 것은 필요하다고 판단된다.

국내에서도 1988년부터 콘크리트 분야에 극한강도설계법을 채택하여 1990년대 초반부터 실무적으로도 사용하고 있으며 강구조 분야도 2005년부터 건축구조기준 및 해설(KBC)에서 한계상태설계법(LRFD)과 허용응력설계법을 병행하여 사용하다가 2009년 개정때부터 한계상태설계법만을 사용하도록 규정하였다.

이렇듯 국내의 구조분야에서는 신뢰성 이론에 기반한 한계상태설계법의 사용이 이루어지고 있으나 말뚝을 포함한 지반공학 분야에서는 한계상태설계법의 도입 및 실무적용이 늦어지고 있다. 그 이유는 지반구조물의 한계상태(또는 극한파괴)를 확인하기 어렵고 구조물보다 현장 및 지반조건이 매우 복잡하여 이를 반영한 기준을 만들기가 쉽지 않기 때문이다. 이러한 이유로 상부 건축구조물은 한계상태설계법으로 설계하고 하부 기초는 허용응력법으로 설계하는 모순이 발생하고 있는 것이 국내의 현실이다.

국내 지반공학 분야에서도 한계상태설계법에 대한 연구가 필요한 것으로 인식되어 2005년 건설교통부 국가 R&D 사업의 일환으로 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”를 3년간(2005년~2008년) 수행하였으며 이를 통해 토목분야에서 많이 사용하는 향타 강관말뚝 및 현장타설 콘크리트 말뚝의 저항계수(한국건설기술연구원, 2008)는 제안되었으며, 이 계수들이 도로교 설계기준 해설(국토해양부, 2008)에 수록되었으나 의무적으로 적용되고 있지는 않는 실정이며, 가장 사용량이 많은 PHC 말뚝에 대해서는 연구가 진행되지 않았었다.

본 논문은 LH에서 2011년에 “말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화” 연구를 통하여 PHC 향타말뚝에 대한 현장재하시험결과와 각종 설계법과의 신뢰성 분석을 실시하여 LRFD 저항계수를 산정한 것을 정리한 것이다.

## 2. 이론고찰

### 2.1 개요

#### 2.1.1 한계상태설계

구조물에 있어 한계상태란 작용하중에 의해 구조물의 안정성 또는 주어진 기능이 상실되는 상태로 정의되며, 구조물이 정의된 한계상태에 이르지 않도록 설계하는 것을 한계상태설계법(Limit State Design)이라 한다. 한계상태설계법의 기본 설계조건은 허용응력설계법에서의 안전율과 비슷한 개념으로서 하중계수와 저항계수의 사용이 설계에 수반되므로 실제 미국에서는 한계상태설계법 대신 하중-저항계수 설계법(Load and Resistance Factor Design; LRFD)이란 이름이 일반적으로 사용되고 있다. 그러나, 미국을 제외한 국가에서는 한계상태설계법이란 이름이 보다 넓은 의미로서 보편적으로 사용되고 있다(Goble, 1999).

일반적으로 한계상태는 구조물 또는 기초지반의 파괴를 수반하는 극한한계상태(Ultimate Limit State)와 구조물의 주어진 기능을 상실하게 되는 사용한계상태(Serviceability Limit State)로 구분된다. 한계상태설계는 각 한계상태에 도달하기 위한 발생확률의 산정이 우선되어야 하며, 산정된 발생확률이 허용수준이내에 들도록 설계하는 것이라 할 수 있다. 신뢰성기반의 한계상태설계에서 구조물의 안전성과 파괴를 판단할 수 있는 한계상태식을 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$g = Q - R \quad (1)$$

여기서,  $g$  =한계상태식,  $Q$  =하중,  $R$  =저항을 나타낸다.

지반구조물의 설계에 적용되는 기존의 허용응력설계법은 대부분 저항과 하중의 확률적 분산특성이 배제된 대표값만이 고려되며, 적절한 안전계수의 적용을 통해 설계가 이루어지고 있다. 또한 저항과 하중의 대표값에 의한 안전율이 동일한 수준이라도, 각 요소의 분산특성에 따라 초과하중에 의한 파괴확률은 다르게 되어, 동일한 안전수준 혹은 파괴확률을 나타내지는 못한다. 한계상태설계와 같은 신뢰성기반의 설계법은 이러한 설계 변수들의 통계적인 분산특성을 고려하며, 식 (2)와 같은 파괴확률식을 이용하여 구조물의 안전수준을 결정한다.

$$p_f = 1 - p_s = P(R < Q) \quad (2)$$

여기서,  $p_f$  =구조물의 파괴확률,  $p_s$  =구조물이 안전한 상태에 있는 확률을 나타낸다.

하중과 저항은 각각 다양한 분포를 가질 수 있으나, 많은

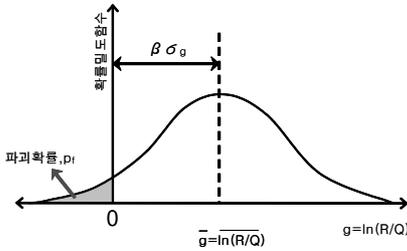


그림 1. 하중 Q, 저항 R, 파괴확률 Pf, 신뢰도지수 beta의 관계

연구결과, 대수정규분포(Log-Normal Distribution)로 가정하고 있으며(Withiam et al., 2001; Yoon and O’Neill, 1997), 이때 한계상태식 식 (1)은 그림 1과 같은 확률분포로 표현될 수 있다.

그림 1에서 빗금 친 부분은 파괴확률을 나타내고 있으며, 설계기준을 의미하는 한계상태식의 평균값  $\bar{g} = \ln(\bar{R}/\bar{Q})$ 로부터 파괴영역의 한계점을 나타내는  $g = \ln(R/Q) = 0$ 까지의 거리는 한계상태에서 표준편차  $\sigma_g$ 와 신뢰도 지수  $\beta$ 의 곱으로 표현할 수 있다. 따라서, 신뢰도 지수  $\beta$ 는 한계상태의 확률밀도함수 중심에서 한계상태까지의 거리  $\bar{g}$ 를 한계상태식  $g$ 의 표준편차  $\sigma_g$ 로 정규화하여 표현한 것으로 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\sigma_g} \quad (3)$$

여기서,  $\beta$ =신뢰도지수,  $\bar{g}$ =파괴확률 변수의 평균값,  $\sigma_g$ =파괴확률 변수의 표준편차를 나타낸다. 즉, 신뢰도지수  $\beta$ 는 구조물의 파괴확률을 표현하는 또다른 기준으로 구조물의 안정성에 대한 신뢰도를 표현하는 지수가 될 수 있으며, 기존 허용응력설계법의 안전율에 상응하는 설계기준으로서의 의미를 내포하고 있다. 목표 신뢰도 지수  $\beta_T$ 에 대한 저항계수( $\phi$ )는 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi = \frac{\lambda_R(r_D \frac{Q_D}{Q_L} + r_L) \sqrt{\frac{1 + COV_R^2}{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}}}{(\lambda_{QD} \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{QL}) \exp(\beta_T \sqrt{\ln[(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)])}} \quad (4)$$

여기서,  $\gamma_D$ =사하중계수,  $\gamma_L$ =활하중계수,  $Q_D/Q_L$ =사하중/활하중비,  $\lambda_{QD}$ =사하중의 편향계수,  $\lambda_{QL}$ =활하중의 편향계수,  $\lambda_R$ =저항의 편향계수,  $COV_{QD}$ =사하중의 변동계수,  $COV_{QL}$ =활하중의 변동계수,  $COV_R$ =저항의 변동계수를 의미한다. 이때, 편향계수는 측정값의 평균과 예측값의 비율이며 변동계수는 평균값에 대한 불확실성의 크기를 의미하는 분산을 무차원 형식으로 표현한 것이다.

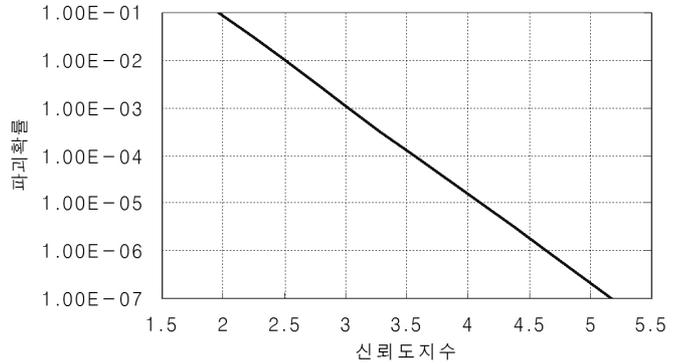


그림 2. 파괴확률(%)과 신뢰도 지수와의 관계

파괴확률과 신뢰도 지수와의 관계는 하중, 저항 분포와 직접적인 관련이 있으며, Withiam et al.(2001)에 의하면 하중과 저항이 대수정규분포를 보이는 경우에 구조물의 파괴확률과 신뢰도 지수는 그림 2와 같은 관계를 나타낸다.

단일 말뚝기초에 대해 Withiam et al.(2001)은 말뚝기초의 파괴확률 1~10%에 해당하는 목표 신뢰도 지수인  $\beta_T$ 는 2.0~2.5이 적합하다고 제시하였고, AASHTO(2007)에서도 이와 동일한 목표 신뢰도 지수를 적용하고 있다. 이것은 단일 말뚝으로 구성되는 군말뚝으로 지지되는 전체 구조물의 파괴확률을 감안하여 단일 말뚝에 대한 상대적으로 높은 파괴확률의 허용을 고려한 값이다.

미국의 AASHTO 교량설계 시방서(2007)에서는 타입말뚝과 현장타설 콘크리트 말뚝에 대한 저항계수를 산정할 때 목표 신뢰도 지수는 타입말뚝과 현장타설 콘크리트말뚝에 대해 각각 2.33(파괴확률 1%), 3.0(파괴확률 0.1%)를 적용하였다(구조물기초설계기준, 2008).

## 2.2 지지력 설계법

### 2.2.1 Meyerhof 방법

현재, 국내에서 풍화토 및 풍화암 지반에 근입된 향타말뚝 및 매입말뚝의 지지력 산정식은 Meyerhof(1976)가 향타말뚝에 대해 제안한 식 (5)를 기본적으로 사용하고 있다.

$$Q_{\text{설계}} = \frac{1}{3} [30\bar{N}'_b A_b + (0.2\bar{N}'_{\text{사질토}} L_{\text{사질토}} + 0.5\bar{q}_u L_{\text{점토}}) \times L_p] \quad (5)$$

여기서,  $\bar{N}'_b$ 은 선단부의 평균 N값,  $A_b$ 는 말뚝선단면적,  $\bar{N}'_{\text{사질토}}$ 는 말뚝주면 사질토의 평균 N값,  $L_{\text{사질토}}$ 는 사질토층의 깊이,  $\bar{q}_u$ 는 말뚝주면 점토층의 평균 일축압축강도(=1.25 $\bar{N}'_{\text{점토}}$ ),  $L_{\text{점토}}$ 는 점토층의 깊이,  $L_p$ 는 말뚝의 둘레길이(= $\pi \times$  직경)을 나타낸다.

일본의 건설성 기준에 의하면 선단부의 시공방법에 따라서 선단지지력 계산식이  $20 \sim 30 \bar{N}_b' A_b$ 로 변한다. 즉, 최종타격공법일 경우에는  $30 \bar{N}_b' A_b$ , 최종경타공법은  $25 \bar{N}_b' A_b$ 이며 시멘트풀 주입공법인 경우에는  $20 \bar{N}_b' A_b$ 이다. 최종경타공법을 많이 사용하고 있는 LH에서는 시험항타시에 초기 동재시험(EOID)을 실시하는데 다년간의 동재시험 자료를 분석한 결과, 선단지지력이  $25 \bar{N}_b' A_b$ 를 상회하고 주면마찰력도 항타말뚝 수준의 0.2N 이상인 것으로 나타나 실무적으로 이들 계수를 사용하고 있다. 2008년에는 N값의 한계치를 기존 50에서 60으로 상향조정하였다.

### 2.2.2 SPT-CPT 전환법

유럽에서 많이 사용하는 방법으로 SPT 결과를 CPT 결과로 전환하여 말뚝의 지지력을 산정하는 방법으로 주면지지력을 합리적으로 산정하는 것으로 알려져 있다(박종배 등, 2003).

#### (1) 표준관입시험 결과의 CPT 전환

표준관입시험 결과와 CPT 상호관계에 대한 많은 연구 결과들이 지금까지 발표되었는데, Robertson와 Campanella (1983)가 제안한 SPT-CPT 관계식(그림 3)이 많은 시험 결과를 토대로 하고 있어 널리 사용되고 있다.

#### (2) 지지력 산정 절차

가) 상재하중, 타격에너지 등에 의해 보정된 N값을 각종  $q_c/N$  관계에 의하여 CPT 수치( $q_c$ )로 전환한다.

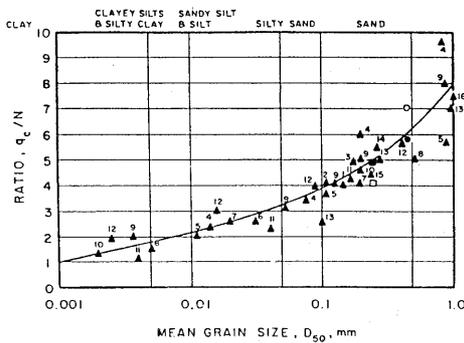


그림 3. SPT-CPT 관계 (Robertson and Campanella, 1983)

표 2. PHC 항타말뚝 제원 및 재하시험결과 평균

현장명	말뚝종류	설계지지력 (tonf)	시공길이 (m)	초기 동재하 Rut(tonf)	재항타 동재하 Rut(tonf)	정재하 (tonf)
A 현장	PHC 450	100	6.5	255.9(27)	284.6(33)	203.3 이상 (7)
B 현장	PHC 450	100	11.6	211.2(39)	291.3(57)	225 이상 (9)
C 현장	PHC 400	80	13.0	209.3(17)	252.3(23)	180 이상 (4)
D 현장	PHC 400	80	12.2	206.8(10)	260.4(15)	202.5 이상 (3)
전체평균			10.6	223.4(93)	278.9(128)	207.6 이상 (23)

( )안의 숫자는 재하시험 횟수

나) 선단 지지력 계산( $Q_b$  : tonf)

$$Q_b = (A_b \times q_{c,b}) / 1,000 \quad (6)$$

여기서,  $A_b$ 는 말뚝선단의 면적( $\text{cm}^2$ ),  $q_{c,b}$ 는 말뚝 선단부의 단위 콘선단 저항값( $\text{kgf/cm}^2$ )을 나타낸다.

다) 주면 마찰력 계산( $Q_s$  : tonf)

$$Q_s = (p \times \sum q_s \times L_{depth}) / 1,000 \quad (7)$$

여기서,  $p$ 는 말뚝의 둘레길이(cm),  $q_s$ 는 주면부의 단위 콘마찰 저항값( $=q_{c,평균} \times \eta$ )( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $\eta$ 는 마찰계수(표 1 참조),  $L_{depth}$ 는 말뚝 길이(cm)를 나타낸다.

## 3. 저항계수 산정

### 3.1 말뚝 재하시험 데이터 취득

표 2는 PHC 항타말뚝의 제원과 재하시험결과의 평균값이다. A 및 B현장에 사용된 말뚝은 직경 450mm에 설계지지력 100tonf이고 C 및 D현장에 사용된 말뚝은 직경 400mm에 설계지지력 80tonf이다. A현장은 구릉지에 위치하고 있어 지지층이 얇은 관계로 평균 시공깊이가 6.5m이며 기타 현장은 평지여서 말뚝이 11.6~13.0m 깊이까지 시공되었으며 전체 시공평균깊이는 10.6m이다.

표 1. 마찰계수( $\eta$ )의 범위(Van Impe et al., 1988)

토질의 종류	선단 지지력( $q_c$ )의 범위 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	마찰계수( $\eta$ )
실트질 점토 및 느슨한 모래	$30 < q_c < 50$	1/30
적당한 굳기의 점토( $0.3 < IL < 0.6$ )	$20 < q_c < 80$	1/85
굳은 점토( $IL \geq 0.8$ )	$q_c > 20$	1/80
단단한 실트	$q_c > 50$	1/100
사질토	$q_c \leq 150$	1/200
사질토	$q_c > 150$	1/300

초기 동재하시험(EOID)은 항타직후에 실시하며 이때는 주변마찰력이 안정화가 안된 상태이다. 4개 현장에서 초기 동재하시험을 93회 실시한 결과, 평균 극한지지력은 223.4tonf을 나타내었다. 시간경과효과(Set up)에 의하여 마찰지지력이 증가되는 것을 확인하기 위하여 시공 후 1~2일 경과한 후에 재항타 동재하시험을 실시한 결과 평균극한지지력은 278.9tonf를 나타내어 초기동재하에 비하여 재항타 동재하시험의 지지력이 약 25% 증가하는 것으로 나타났다. 정재하시험은 총 23회 실시되었으나 설계하중의 2배 또는 2.25배만 재하하기 때문에 항복 및 극한하중을 확인할 수 없었다.

초기 동재하시험값은 주변마찰력이 충분히 발현되지 않은 값이고 정재하 시험값은 극한이 확인되지 않는 거의 탄성상태의 지지력이기 때문에 재항타 동재하시험값과 이론식에 의해 산정한 지지력의 신뢰성해석을 통하여 저항계수를 산정하도록 하였다.

### 3.2 말뚝 지지력 해석

하중저항계수를 산정하기 위해 재하시험을 실시한 말뚝에 대해 설계식을 이용하여 지지력을 계산하였다(표 3 참조). 계산에 이용한 설계식은 Meyerhof(1976) 방법과 SPT-CPT 전환법이다.

항타말뚝 설계식에 의한 지지력을 산정한 결과, Meyerhof 방법은 평균 277.1tonf, SPT-CPT 전환법은 365.1tonf으로 SPT-CPT 전환법이 Meyerhof 방법보다 약 32% 더 컸다. 이것은 SPT-CPT 전환법이 Meyerhof 방법보다 주변마찰력을 86% 크게 산정하였기 때문이다.

PHC 항타말뚝에 대한 설계식(Meyerhof 방법, SPT-CPT 전환법)의 신뢰도를 판단하기 위하여 그림 4~그림 5에 재하시험결과와의 상관도를 나타내었다. 설계지지력과 비교한 재하시험값은 동재하시험 데이터를 CAPWAP 분석에 의해 산정한 것으로 극한지지력으로 알려진  $R_{ut}$ (Resistance Ultimate)이다.

표 4 및 그림 6~그림 7에 PHC 항타말뚝의 재하시험결과와 설계지지력의 편향계수를 나타내었으며 편향계수는 재하시험 평균값을 설계지지력 평균값으로 나눈 것이다.

표 4에서 Meyerhof 방법과 SPT-CPT 전환법으로 산정한 설계지지력에 대한 PHC 항타말뚝의 편향계수가 각각 1.16 및 0.78을 나타내었다. Meyerhof 방법의 경우 편향계수가 1보다 크기 때문에 지지력 설계값이 동재하시험으로 구한 극한지지력( $R_{ut}$ ) 보다 작아 보수적인 설계의 경향이 있음을 나타낸다. 반면에 SPT-CPT 전환법의 편향계수는 1보다 작아

표 3. PHC 항타말뚝의 설계식에 의한 지지력 산정 평균값

현장명	말뚝종류	설계지지력 (tonf)	시공길이 (m)	Meyerhof 설계법 (tonf)			SPT-CPT 전환 설계법 (tonf)		
				전체 지지력	선단 지지력	주면 마찰력	전체 지지력	선단 지지력	주면 마찰력
A 현장	PHC 450	100	6.5	260.9	202.6	56.7	314.2	222.4	91.8
B 현장	PHC 450	100	11.6	280.3	193.6	86.7	399.4	234.8	164.6
C 현장	PHC 400	80	13.0	263.6	180.6	83.0	354.3	183.7	170.6
D 현장	PHC 400	80	12.2	307.1	209.5	97.6	363.6	187.0	176.6
전체평균			10.6	277.1	196.2	80.5	365.1	215.3	149.8
편차				88.54	67.03	30.31	63.91	31.25	58.10
변동계수				0.32	0.34	0.38	0.18	0.15	0.39

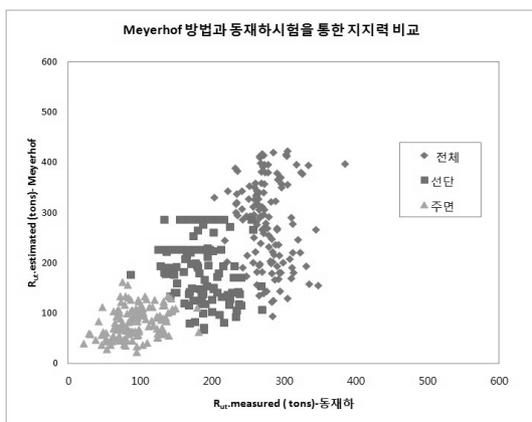


그림 4. Meyerhof 법-동재하 시험결과( $R_{ut}$ ) 상관도

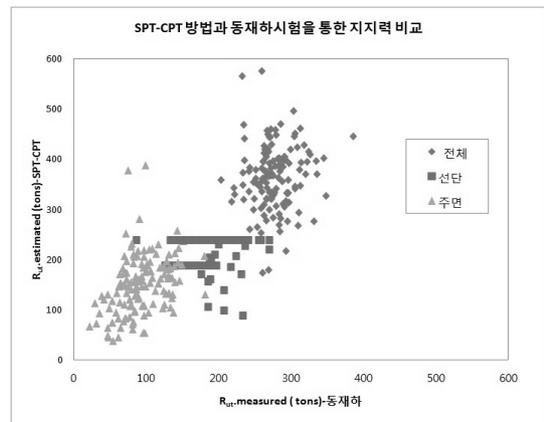


그림 5. SPT-CPT 전환법-동재하 시험결과( $R_{ut}$ ) 상관도

표 4. PHC 항타말뚝의 편향계수(재하시험 결과/설계지지력)

구 분		전체지지력	선단지지력	마찰지지력
동재하 Rut/ Meyerhof	편향계수	1.16	1.06	1.26
	편향계수의 편차	0.70	1.04	0.59
	편향계수의 변동계수	0.59	0.88	0.46
동재하 Rut/ SPT-CPT 전환법	편향계수	0.78	0.88	0.68
	편향계수의 편차	0.17	0.26	0.30
	편향계수의 변동계수	0.22	0.29	0.43

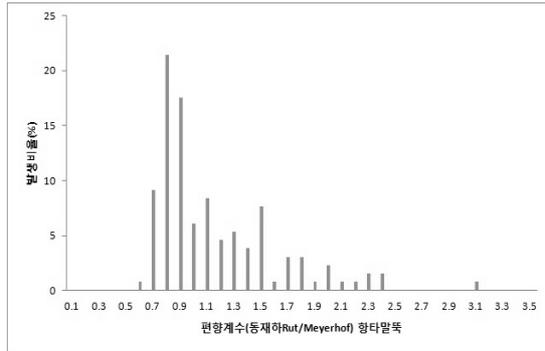


그림 6. 편향계수의 확률밀도(동재하 Rut/Meyerhof 방법)

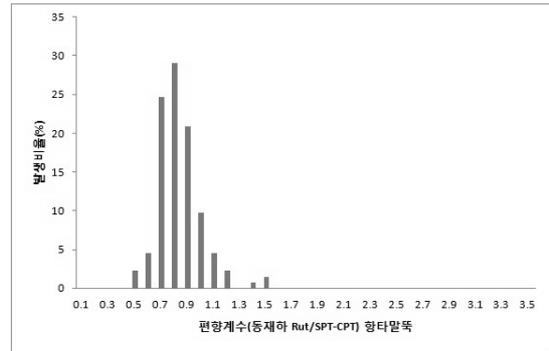


그림 7. 편향계수의 확률밀도(동재하 Rut/SPT-CPT 전환법)

동재하시험값 보다 설계지지력이 큼을 나타낸다.

Meyerhof 방법으로 구한 마찰지지력의 편향계수는 1.26로 동재하시험으로 구한 마찰지지력 보다 작게 산정하는 경향이 나타났고, 반면에 SPT-CPT 전환법의 마찰지지력의 편향계수는 0.68로 동재하시험으로 구한 마찰지지력 보다 더 크게 산정하는 경향을 나타내었다.

편향계수에 대한 편차 및 변동계수는 SPT-CPT 방법이 각각 0.17 및 0.22로 Meyerhof 방법의 0.70 및 0.59 보다 훨씬 작아 SPT-CPT 전환법의 상관성이 더 좋은 것으로 나타났다.

PHC 항타말뚝에 대한 편향계수의 확률밀도 그래프(그림 6~그림 7)를 보면 SPT-CPT 전환법에 의한 편향계수의 분포 범위가 좁으며 정규분포 형태를 나타내나 Meyerhof 방법의 경우는 편향계수가 비정규분포의 형태로 넓게 분포하는 것을 볼 수 있어 설계지지력과 재하시험결과의 상관성 부분에서는 SPT-CPT 전환법이 좋음을 보여주고 있다.

### 3.3 저항계수 산정 결과

재하시험결과(동재하 Rut)와 설계지지력(Meyerhof 및 SPT-CPT 전환법)을 이용하여 PHC 항타말뚝의 저항계수를 구한 결과를 정리하면 표 5와 같다. PHC 항타말뚝은 국내에서 주로 아파트와 같은 건축물에 많이 사용되고 있으며 아파트의 사하중과 활하중의 비( $Q_D/Q_L$ )인 3.33과 5.0에 대해 목표 신뢰도 지수 2.33(파괴확률 : 1.0%)과 3.0(파괴확률 0.1%) 일 때 저항계수를 산정하였다. 이것은 미국의 AASHTO 교량설계 시방

서(2007)에서 타입말뚝과 현장타설 콘크리트 말뚝에 대한 저항계수를 산정할 때 목표 신뢰도 지수는 타입말뚝은 2.33(파괴확률 1%), 현장타설 콘크리트말뚝에 대해서는 3.0(파괴확률 0.1%)를 적용한다는 구조물기초설계기준(2008)의 해설을 참고하였다.

#### ① Meyerhof 방법

표 5에서 보면  $Q_D/Q_L$  값의 변화에 따른 저항계수의 거의 차이가 없으며 목표 신뢰도 지수 2.33과 3.0일 때 Meyerhof 방법에 대한 PHC 항타말뚝의 저항계수는 각각 0.54~0.55 및 0.43인 것으로 나타났다. 그림 8은 신뢰도 지수와 저항계수의 관계를 나타낸 것으로 신뢰도 지수가 2.0(파괴확률 2.28%)에서 3.57(파괴확률 0.02%) 범위일 때 저항계수는 0.35~0.63으로 분포하였다.

#### ② SPT-CPT 전환법

표 5에서  $Q_D/Q_L$  값의 변화에 따라 저항계수의 차이가 없으며 목표 신뢰도 지수 2.33과 3.0일 때 SPT-CPT 전환법에 대한 PHC 항타말뚝의 저항계수는 각각 0.48~0.49 및 0.40인 것으로 나타났다. 그림 9에서는 신뢰도 지수와 저항계수의 관계를 나타내었으며 신뢰도 지수가 2.0(파괴확률 2.28%)에서 3.57(파괴확률 0.02%) 범위일 때 저항계수는 0.34~0.53으로 분포하였다.

그림 10에서는 저항계수( $\phi$ )와 안전율(FS)의 관계  $\phi = (\gamma_D / \gamma_Q) \cdot Q_D / Q_L$

표 5. PHC 항타말뚝의 저항계수 산정결과

목표 신뢰도 지수( $\beta$ )	동재하 Rut 기준			
	Meyerhof 방법		SPT-CPT 전환법	
	$Q_D/Q_L=3.33$	$Q_D/Q_L=5.0$	$Q_D/Q_L=3.33$	$Q_D/Q_L=5.0$
2.33	0.55	0.54	0.49	0.48
3.0	0.43	0.43	0.40	0.40

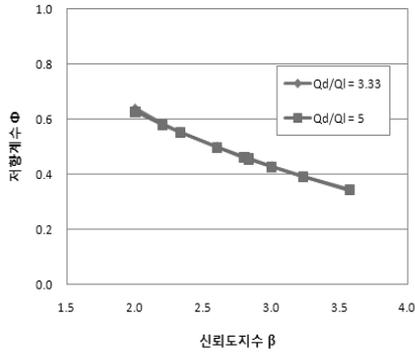


그림 8. 신뢰도지수와 저항계수의 관계(PHC 항타말뚝 : Rut-Meyerhof)

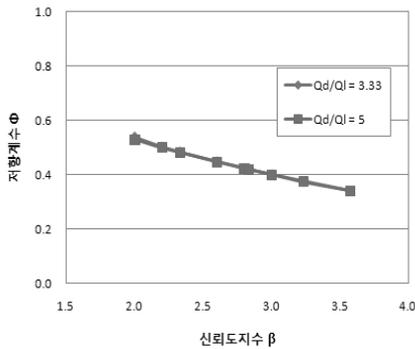


그림 9. 신뢰도 지수와 저항계수의 관계(PHC 항타말뚝 : Rut-SPT-CPT 전환법)

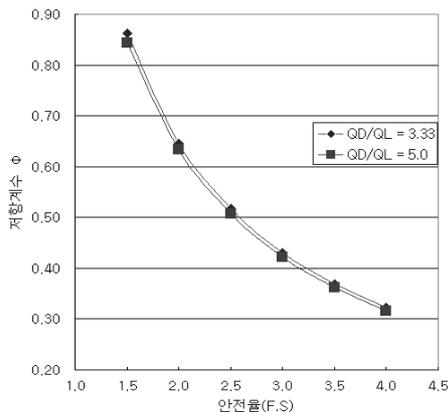


그림 10. 저항계수와 안전율의 관계

$+ \gamma_L) \{ / [FS(\frac{Q_D}{Q_L} + 1)] \}$ 를 나타내었으며 허용응력설계법에서 말뚝에 대한 안전율인 3일 때, 저항계수는 0.43( $Q_D/Q_L=3.33$ )

및 0.42( $Q_D/Q_L=5.0$ )를 나타내었다.

표 5에서 보면 목표 신뢰도 지수가 2.33(파괴확률 1%) 일 때의 Meyerhof 방법의 저항계수는 0.54~0.55로 나타났으며 이때의 하중계수는 안전율 3일 때의 저항계수인 0.42~0.43에 비하여 약 29% 더 큰 값이다. 즉, PHC 항타말뚝을 목표신뢰도 지수 2.33으로 하여 본 연구에서 제안한 저항계수로 LRFD 방법으로 설계를 할 경우, 허용응력설계법(ASD)로 할 때 보다 약 29% 더 경제적인 설계가 가능함을 나타낸다.

SPT-CPT 전환법은 목표 신뢰도 지수 2.33일 때, 저항계수는 0.48~0.49를 나타내었고 안전율 3일 때의 저항계수인 0.42~0.43 보다 약 14% 더 큰 것으로 나타났다. 이는 SPT-CPT 전환법에 대해 LRFD 방법으로 설계하면 허용응력설계법(ASD)에 비하여 약 14% 더 경제적인 설계가 가능함을 나타낸다.

목표신뢰도 지수가 3.0(파괴확률 0.1%)일 때는 Meyerhof 방법의 저항계수는 0.43으로 안전율 3.0일 때의 저항계수와 일치하여 허용응력법으로 설계한 결과와 같고, SPT-CPT 전환법의 저항계수는 0.40로 안전율 3.0일 때의 저항계수(0.43) 보다 작기 때문에 작은 차이긴 하지만 허용응력법 보다 보수적인 설계결과가 도출될 것으로 판단된다.

즉, AASHTO LRFD 교량 설계시방서(2007)에서 제안하고 있는 항타말뚝의 목표신뢰도 지수인 2.33을 적용하면 PHC 항타말뚝을 본 연구에서 제안한 저항계수로 설계하면 허용응력법에 비해 13~29% 경제적인 설계가 가능하고 목표신뢰도 지수를 높이면 허용응력법과 거의 비슷한 수준의 설계가 이루어짐을 알 수 있었다.

도로교설계기준 해설(2010)에는 2008년에 국책연구로 수행한 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구” 결과를 수록하고 있으며, 여기에서는 항타강관말뚝을 Meyerhof 방법으로 설계할 때의 저항계수(목표신뢰도지수 2.33)를 0.38(선단부 평균 N치 50 미만) 및 0.29(선단부 평균 N치 50 이상)로 제시하였다. 본 연구에서 다른 PHC 항타말뚝은 파손방지를 위해 주로 선단부 평균 N치 50 미만에 시공되는 조건이라 할 수 있다. 동일한 목표신뢰도지수와 유사한 선단부 조건 일 때, PHC 항타말뚝의 저항계수는 0.54를 나타내었고, 항타강관 말뚝은 0.38을 나타내어 PHC 항타말뚝이 항타강관 말뚝 보다 LRFD법으로 설계할 때 효율적인 설계가 되는 것으로 판단된다.

#### 4. 결론

PHC 항타말뚝에 대한 128개의 재항타 동재하 시험결과와 이들 말뚝에 대한 지지력 설계값에 대한 신뢰성 분석을 통하여 LRFD 설계정수를 산정한 결과는 다음과 같다.

1. 목표 신뢰도 지수 2.33과 3.0 일 때 Meyerhof 방법에 대한

PHC 항타말뚝의 저항계수는  $Q_D/Q_L$ 의 변화에 따라, 0.54~0.55 및 0.43을 나타내었다. SPT-CPT 전환법은 또한, 목표 신뢰도 지수 2.33과 3.0 일 때 PHC 항타말뚝의 저항계수로 0.48~0.49 및 0.40을 나타내었다.

2. PHC 항타말뚝의 편향계수(재하시험값/설계지지력)는 Meyerhof 방법은 1보다 큰 1.16을 나타내어 재하시험값보다 작게 설계하는 경향이 있고, SPT-CPT 전환법은 편향계수가 1보다 작은 0.78을 나타내어 재하시험결과보다 더 큰 경향을 나타내었다. 선단과 마찰지지력에 대한 편향계수를 분석해 본 결과 Meyerhof 방법은 마찰지지력을 재하시험보다 작게, SPT-CPT 전환법은 마찰지지력을 크게 해석하는 경향이 두드러졌기 때문에 전체 설계지지력에도 이 경향이 반영되었기 때문인 것으로 분석되었다.
3. 편향계수에 대한 편차 및 변동계수는 SPT-CPT 방법이 각각 0.17 및 0.22으로 Meyerhof 방법의 편향계수에 대한 편차 및 변동계수인 0.70 및 0.59보다 작았으며 편향계수에 대한 확률밀도 그래프도 정규분포형태를 나타내어 SPT-CPT 전환법의 상관성이 우수한 것으로 나타났다.
4. 안전율과 저항계수의 관계에서 안전율 3일 때 LRFD 저항계수는 0.43 정도로 추정되었다. 항타말뚝의 목표 신뢰도 지수 2.33(AASHTO LRFD 교량 설계시방서에서 제안)일 때 Meyerhof 방법의 저항계수는 0.54~0.55을, SPT-CPT 전환법은 0.48~0.49을 나타내어 안전율 3일 때의 추정 저항값 보다 크므로 LRFD 방법으로 PHC 항타말뚝을 설계하면 허용응력법 보다 더 경제적인 설계 결과를 도출하는 것으로 판단되었다. 그러나 목표신뢰도 지수 3.0에서는 허용응력법과 LRFD 설계법이 큰 차이를 나타내지 않는 것으로 분석되었다.

## 감사의 글

본 논문은 토지주택연구원의 「말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화 연구」의 일부분을 정리한 내용입니다.

## 참고문헌

1. 국토해양부(2010), 「도로교 설계기준 해설」, 한국도로교통협회, 838~848.
2. 국토해양부, 한국건설교통기술평가원(2008), 「LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구」, 한국건설기술연구원.
3. 국토해양부(2009), 「구조물 기초 설계기준 해설」, 한국지반공학회, 304~307.
4. 박종배, 김상연, 이범식, 박용부, 임해식, 최경륜, 김동수, 김범주 (2011), “말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화”, LH 토지주택연구원, 90~173.
5. KBC (2009), 「건축구조기준 및 해설(강구조편)」, 대한건축학회, 28~30.
6. AASHTO (2007), *LRFD Bridge and Construction Specifications*, AASHTO, Washington, D. C.
7. Bustamante, M. and L. Ganeselli (1982), “Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT”, *Proc. of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, 493~500.
8. Goble, G. G. (1999), *Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design (LRFD) Methods*, NCHRP Program, Synthesis of Highway Practice 276, Transportation Research Board, Washington, D. C.
9. Meyerhof, G. G. (1976), “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(GT3): 196~228.
10. Robertson, P. K., R. G. Campanella (1983), “SPT-CPT Correlations”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(11): 1449~1459.
11. Van Impe, W., E. E. DeBeer and E. Louisberg (1988), “Prediction of Single Pile Bearing Capacity in Granular Soils from CPT Results”, *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Specialty Session, Orlando, Fla, March 20-24, 1~34.
12. Withiam, J. L., E. P. Voytko, R. M. Barker, J. M. Duncan, B. C. Kelly, S. C. Musser and V. Elias (2001), *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures*, Publication No FHWA HI-98-032, NHI Course No.13068, Federal Highway Administration, Washington D. C.
13. Yoon, G. L., and M. W. O'Neill(1997), “Resistance Factors for Single Driven Piles from Experiments”, *Transportation Research Record*, 1569: 47~54.