

국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성평가

Reliability Estimation of Static Design Methods for Driven Steel Pipe Piles in Korea

허 정 원¹ Huh, Jung-Won 박 재 현² Park, Jae-Hyun
김 경 준³ Kim, Kyung-Jun 이 주 형⁴ Lee, Ju-Hyung
곽 기 석⁵ Kwak, Ki-Seok

Abstract

As a part of Load and Resistance Factor Design (LRFD) code development in Korea, in this paper an intensive reliability analysis was performed to evaluate reliability levels of the two static bearing capacity methods for driven steel pipe piles adopted in Korean Standards for Structure Foundations by the representative reliability methods of First Order Reliability Method (FORM) and Monte Carlo Simulation (MCS). The resistance bias factors for the two static design methods were evaluated by comparing the representative measured bearing capacities with the design values. In determination of the representative bearing capacities of driven steel pipe piles, the 58 data sets of static load tests and soil property tests were collected and analyzed. The static bearing capacity formula and the Meyerhof method using N values were applied to the calculation of the expected design bearing capacity of the piles. The two representative reliability methods (FORM, MCS) based computer programs were developed to facilitate the reliability analysis in this study. Mean Value First Order Second Moment (MVFOSM) approach that provides a simple closed-form solution and two advanced methods of FORM and MCS were used to conduct the intensive reliability analysis using the resistance bias factor statistics obtained, and the results were then compared. In addition, a parametric study was conducted to identify the sensibility and the influence of the random variables on the reliability analysis under consideration.

요 지

본 논문에서는 국내 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 구조물기초설계기준에 적용된 항타강관말뚝의 두 정역학적 지지력공식에 대하여 대표적인 신뢰성분석기법인 일차신뢰도법(FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS)을 이용한 강도 높은 신뢰성해석을 수행하고 그 신뢰성수준을 평가하였다. 두 정역학설계법에 대한 저항편향계수는 대표 측정지 지력과 설계지 지력을 비교함으로써 평가하였다. 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 말뚝의 측정 극한지 지력을 결정하였고, 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 설계 극한지 지력을 산정하였다. 정확하고 효율적인 신뢰성평가를 위해 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션 기반의 컴퓨터 프로그램을 개발하였다. 저항편향계 수의 통계치를 이용하여 명시적 형태의 간편법인 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)과 개선된 방법인 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성해석을 수행하여 그 결과를 비교하였다. 또한 신뢰성 분석에 대한 주요 확률 변수의 영향도와 민감도를 파악하기 위하여 매개변수연구를 수행하였다.

Keywords : Driven steel pipe pile, FORM, LRFD, MCS, Reliability analysis

1 정회원, 전남대학교 건설환경공학부 조교수 (Member, Assistant prof., Dept. of Civil and Environmental Engr., Chonnam National Univ.)

2 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT)

3 정회원, 노스캐롤라이나 주 교통국, 동부지역 지반공학부장 (Member, Eastern Regional Geotech. Manager, North Carolina DOT)

4 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원 (Member, Researcher, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT)

5 정회원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원 (Member, Research fellow, Geotech. Engrg. Research Dept., KICT, kskwak@kict.re.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 6월 30일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

지난 20여 년간 미국, 캐나다 및 유럽연합을 포함한 선진국의 구조·지반공학 설계는 전통적인 허용응력설계법에서 한계상태설계법(AASHTO, 2004; Eurocode 7, 1994)으로 전환이 급속히 진행되었으며, 특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계 시 한계상태설계법의 하나인 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design; LRFD)의 사용이 의무화되었다. 이러한 하중저항계수설계법은 구조물에 작용하는 하중과 지반의 저항력 그리고 이들의 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수의 유기적인 조합으로 구성되며, 구조물 안전도를 정량적으로 고려하여 요구되는 안전성에 적합한 설계가 가능토록 한다. 이러한 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 신뢰성해석에 기반을 둔 하중과 저항성능에 대한 불확실성의 정량화 즉, 하중계수와 저항계수의 결정이 필수적이며, 특히 지반 및 기초구조물의 경우 변동성과 불확실성의 정도가 큰 저항계수의 산정은 매우 중요하다.

본 연구는 국내 기초구조물에 대한 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 토목구조물의 기초로 범용화 되어있는 항타강관말뚝 지지력에 대한 저항편향계수의 통계특성치를 평가하고, 대표적인 신뢰성 해석기법인 일차신뢰도법(First Order Reliability Method; FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation; MCS)에 기초한 컴퓨터 프로그램을 개발하여 국내 항타강관말뚝의 설계법에 대한 신뢰성수준을 평가하는데 목표를 두었다. 이를 위해 우선 국내 전역에서 실시된 많은 수의 항타강관말뚝 현장 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 국내외의 기준에 따른 극한지지력을 산정하여 말뚝의 기준 극한지지력을 결정하고, 지반조사 및 실내실험 결과를 이용하여 현재 국내에서 일반적으로 사용되는 두 가지 지지력 공식에 따른 설계 극한지지력을 산정하였다. 이 값들에 대한 통계분석을 통하여 저항편향계수의 통계특성치인 평균과 표준편차(또는 변동계수)를 산정하고 적합한 확률분포형태를 결정하였으며, 개발된 두 기법의 프로그램을 사용하여 국내 항타강관말뚝의 지지력 산정 방법에 따른 신뢰도수준을 평가하였다.

2. 신뢰성평가 기법 및 프로그램 개발

신뢰성평가는 미리 결정된 성능기준인 한계상태함수

에 대하여 평가하며, 이러한 한계상태함수는 모든 하중 변수와 저항력에 관련된 변수들 상호간의 함수적 관계를 명시적인 형태 또는 유한요소 및 유한차분 알고리즘과 같은 암시적인 형태로 표현된다. 일반적인 한계상태 함수에 대한 파괴확률은 아래 식 (1)로 표현되는 다차원 적분식으로 정의된다(허정원, 2003).

$$P_f = \int \cdots \int_{g(x) < 0} f_X(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2, \dots, dx_n \quad (1)$$

여기서, $f_X(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 는 기본 확률변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 결합 확률밀도함수(joint probability density function)이다. 대부분의 실제적인 공학문제에서 한계상태함수에 포함되는 기본 확률변수들의 결합 확률밀도함수를 정의하는 것은 거의 불가능하며, 또한 확률변수의 수가 많아지면 식 (1)의 직접적인 다중적분 해석을 통한 파괴확률 산정은 매우 어렵다. 이러한 실제적인 경우에 파괴확률을 계산하기 위하여 해석적 근사 또는 수치시뮬레이션에 기초한 대표적인 다음의 두 가지 기법이 적용된다. 각 확률변수의 평균과 분산 그리고 분포형태를 이용하여 신뢰도지수(reliability index)를 근사적으로 산정하는 모멘트법이라고도 불리는 Level II 기법과 몬테카를로 시뮬레이션으로 대표되는 파괴확률을 직접 산정하는 Level III 기법이다. Level II 기법에는 평균일계이차모멘트법(Mean Value First Order Second Moment Method; MVFOSM), 일반화된 안전지수법(Generalized Safety Index Method) (Hasofer 와 Lind, 1974)을 포함하는 일차신뢰도법, 그리고 이차신뢰도법(Second Order Reliability Method; SORM) 등이 있다.

미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)의 말뚝기초설계에 대한 저항계수 산정에 적용된 평균일계이차모멘트법은 명시적인 해석해(closed-form analytical solution)를 얻을 수 있는 가장 간단한 신뢰성해석 방법으로서, 확률변수들의 평균값에서 선형화된 한계상태함수의 일계 테일러급수 근사(a first-order Taylor series approximation) 및 확률변수의 이차모멘트인 평균과 표준편차만을 사용하여 신뢰도지수를 산정한다. 식 (2)와 같이 하중(Q)과 저항(R)의 두 확률변수를 갖는 가장 간단한 경우의 한계상태함수에서 두 확률변수가 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면, 평균일계이차모멘트법에 의한 신뢰도지수(β)는 식 (3)과 같이 명시적으로 나타낼 수 있다(Paikowsky, 2004).

$$g(R, Q) = \ln(R) - \ln(Q_D + Q_L) = \ln\left(\frac{R}{Q_D + Q_L}\right) \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D + Q_L)}{\lambda_{QD} Q_D + \lambda_{QL} Q_L}\right) \sqrt{\frac{1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2}{1 + \delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1 + \delta_R^2)(1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2)]}}$$

$$= \frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D/Q_L + 1)}{\lambda_{QD} Q_D/Q_L + \lambda_{QL}}\right) \sqrt{\frac{1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2}{1 + \delta_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1 + \delta_R^2)(1 + \delta_{QD}^2 + \delta_{QL}^2)]}} \quad (3)$$

여기서, $\lambda_R, \lambda_{QD}, \lambda_{QL}$ 은 각각 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 평균값이며, $\delta_R, \delta_{QD}, \delta_{QL}$ 은 저항, 사하중 및 활하중 편향계수의 변동계수, FS 는 안전율(safety factor)이다.

평균일계이차모멘트법은 확률변수가 정규분포 형태가 아니거나 한계상태함수가 비선형일 경우 신뢰성분석 결과에 상당한 오차가 발생할 수 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수를 산정할 수 있는 일차신뢰도법이 여러 연구자들에 의해 개발되었다(Hasofer 와 Lind, 1974 ; Rackwitz 와 Fiessler, 1978). 일차신뢰도법은 파괴면상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하며 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 평균일계이차모멘트법의 단점을 극복하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태면 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하고 신뢰도지수으로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화한다. 일차신뢰도법은 반복 알고리즘을 통한 계산상의 높은 효율성과 정확성 그리고 확률변수들의 민감도 및 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성평가를 위해 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak, 1999; Ayyub 와 Assakkaf, 1999).

한편 몬테카를로 시뮬레이션은 신뢰성평가 시 한계상태함수에 정의된 모든 확률변수의 정확한 확률분포를 따르도록 인위적으로 난수를 발생시키고 한계상태 결과를 나타내는 누적횟수를 전체 모의횟수에 대한 비율로 표현함으로써 직접적인 파괴확률을 산정하므로, 해석 알고리즘이 여타의 수학적 방법에 비해 간단하고 주로 작은 오차의 공학적 문제해결 및 불확실성 분석에 효과적으로 이용되고 있다(Maurice 등, 2000). 즉, 신뢰

성해석 기법 중에서 가장 정확하고 일관된 결과를 제공한다(Haldar 와 Mahadevan, 2000).

본 연구에서는 이러한 최신 연구동향을 반영하고 결과의 정확성, 신뢰성을 확보하기 위해 기초구조물의 정역학적 설계법과 기초구조물 제원, 그리고 다양한 지반 물성치에 내재하는 불확실성에 대한 정량적 평가가 가능한 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 프로그램을 개발하고, 이를 적용하여 신뢰성평가를 수행하였다.

2.1 일차신뢰도법 (FORM)

일차신뢰도법은 원래 하중과 저항의 확률변수로 표현되는 한계상태함수, $g(X) = 0$ 을 표준정규변량의 한계상태함수, $g(X') = g(X'_1, X'_2, \dots, X'_n) = 0$ 으로 변환한 후, 전형적인 최적화 과정인 식 (4)를 수행하기 위해 라그랑주(Lagrange) 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 일반화된 안전지수인 β 로 표현되는 원점에서 한계상태함수까지의 최소거리를 구하는 방법이다 (Thoft-Christensen 과 Baker, 1982). 여기서, 신뢰도지수 산정을 위해 구해진 한계상태식 상의 점은 다중 확률변수들의 결합확률 밀도함수와 한계상태면이 만나는 영역의 최대값의 점이며 이를 설계점(design point) 또는 검증점(checking point)라고 한다.

$$d = \beta = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2} = (X^t X)^{1/2} : \text{최소화} \quad (4)$$

여기서, X'_i 는 평균값이 영(零)이고 단위표준편차를 가지는 확률변수로 식 (5)와 같이 무상관 표준화 정규변량으로 정의된다.

$$X'_i = (X_i - \mu_{X_i}^N) / \sigma_{X_i}^N \quad (5)$$

여기서, $\mu_{X_i}^N$ 와 $\sigma_{X_i}^N$ 는 각각 등가평균과 등가표준편차로서, 설계점에서 비정규분포 확률변수의 누적분포함수(cumulative distribution function; CDF)와 확률밀도함수(probability density function; PDF)를 각각 등가의 정규분포변수와 등치(等值)시켜 확률변수들의 분포정보를 고려하기 위하여 Rackwitz 와 Fiessler(1978)는 아래와 같이 제안하였다.

$$\mu_{X_i}^N = X_i^* - \Phi^{-1}[F_i(X_i^*)] \sigma_{X_i}^N \quad (6)$$

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\{\Phi^{-1}[F_i(X_i^*)]\}}{f_i(X_i^*)} \quad (7)$$

여기서, f_i 와 F_i 는 각각 비정규분포 확률변수 X_i 의 확률밀도함수(PDF)와 누적분포함수(CDF)이며, ϕ 와 Φ 는 각각 표준정규분포 변수의 확률밀도함수와 누적분포함수이다.

일차신뢰도법에서 파괴확률은 식 (4)에서 구해진 신뢰도지수와 파괴확률의 상관식 [$p_f \approx \Phi(-\beta)$]을 이용하여 근사적으로 계산된다. 일차신뢰도법의 기본 개념과 해석적 절차는 Hasofer 와 Lind(1974), Rackwitz 와 Fiessler (1978), 그리고 Ellingwood 등(1980)에 의해 평균일계이차모멘트법을 개선하기 위해 개발 되었으며 그 기본적인 이론은 앞서 설명한 바와 같다. 일차신뢰도법에서는 한계상태함수가 파괴 곡선상의 한 점에서 선형화되므로, 한계상태함수가 선형이고 모든 불특정 변수가 상호 독립이며 정규분포를 이루면 일차신뢰도법은 평균일계이차모멘트법과 동일한 신뢰도지수를 산출한다. 그러나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다. 본 연구는 불특정 변수들이 대수정규분포를 따르고 한계상태함수가

비선형이라는 점을 고려하여 Rackwitz와 Fiessler가 개발한 반복 알고리즘을 해석기법으로 채택하였으며, 반복계산 수행을 원활하게 하기 위해 일차신뢰도법에 기초한 신뢰도해석 프로그램 “FORMRA”을 개발하였다 (그림 1).

2.2 몬테카를로 시뮬레이션 (Monte Carlo Simulation)

일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 다양한 신뢰성 기법들 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관된 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 수치해석을 위해서는 식 (1)과 등가인 다음 식을 사용한다.

$$P_f = E[I(x)] = \int_D I(x)f(x)dx \quad (8)$$

여기서, $I[x]$ 는 파괴 지시함수(indicator function)로서 아래와 같은 이항(binary) 성질을 갖는다.

$$I[x] = I[g(x)] = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \leq 0 & \text{파괴} \\ 0 & \text{if } g(x) > 0 & \text{안전} \end{cases} \quad (9)$$

식 (9)의 파괴확률 P_f 는 지시함수 $I[x]$ 의 기대치를 나타내므로 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률은 다음 식을 사용하여 추정할 수 있다.

$$P_f = P_f^{MC} = \frac{1}{N_s} \sum_{i=1}^{N_s} \sum_{j=1}^{N_r} I[x_{ij}] \quad (10)$$

여기서, 위 첨자 MC는 몬테카를로 시뮬레이션 방법으로 구한 추정치, 그리고 N_s 와 N_r 은 각각 표본의 개수 (즉, 시뮬레이션의 횟수)와 확률변수의 개수를 나타내며, x_{ij} 는 그림 2에 도시된 역변환법을 이용하여 난수 u_{ij} 에 대해 결합 확률밀도함수 $f_j(X)$ 로부터 취한 표본치로 다음과 같이 구한다.

먼저, 정의된 한계상태함수에 포함된 확률변수의 통계특성치를 입력하고 0에서 1사이의 균등하게 분포하는 난수를 원하는 시뮬레이션의 횟수만큼 생성한다. 다음으로 0과 1사이의 균일한 난수 u_{ij} 를 적절한 통계적 특성 즉, 분포형태의 변량으로 변환한다. 이 과정을 역변환법 (inverse transformation technique)이라 한다. 여기서 확률변수의 누적확률분포는 발생된 난수 u_{ij} 와 같다 [$F_{X_j}(x_{ij}) = u_{ij}$]. 따라서 x_{ij} 는 다음 식 (11)과 같이 표현된다.

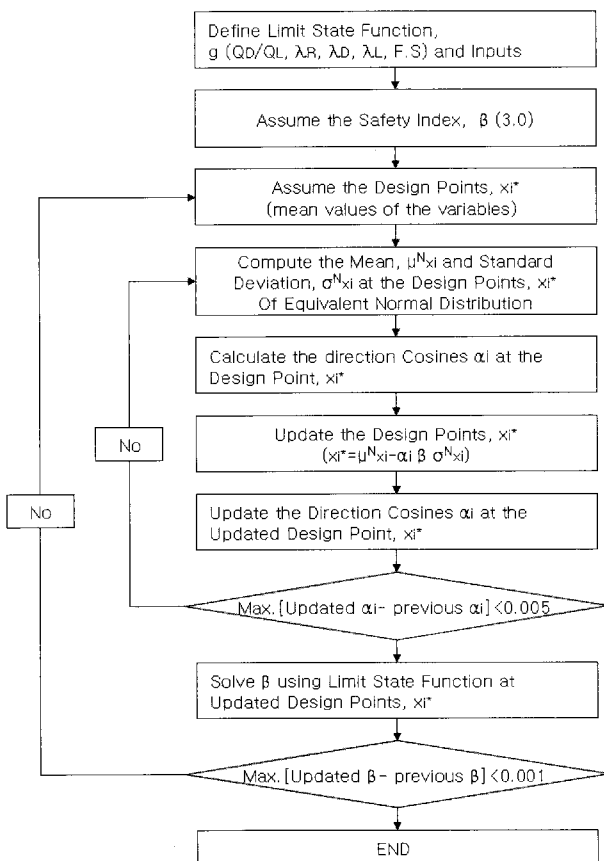


그림 1. 일차신뢰도법 알고리즘의 흐름도

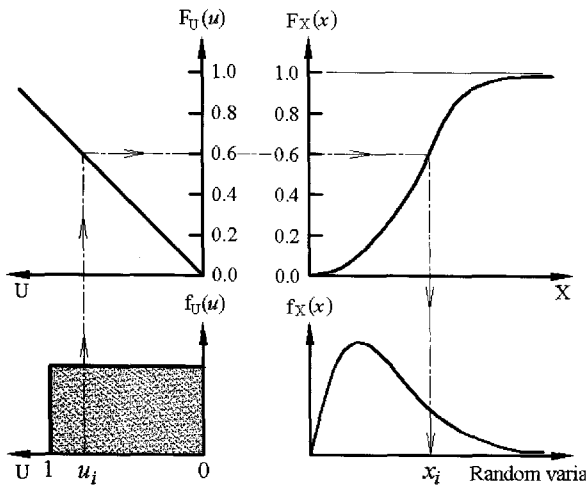


그림 2. 역변환법(inverse transformation technique)

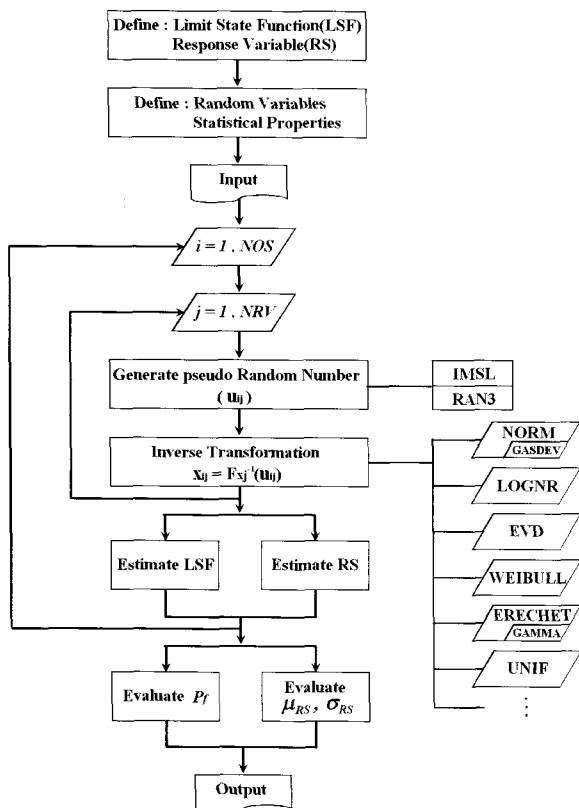


그림 3. 몬테카를로 시뮬레이션 알고리즘의 흐름도

$$x_{ij} = F_{X_j}^{-1}(u_{ij}) \quad (11)$$

역변환법을 통하여 시뮬레이션 횟수만큼 한계상태함수가 평가되며, 최종적으로 파괴확률 P_f 또는 응답변수의 통계특성치인 평균 μ_{RS} 와 표준편차 σ_{RS} 를 산정한다. 이상과 같이 전통적인 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 기본 확률변수의 밀도함수로부터 직접 표본을 취하여 파괴확률을 구하기 때문에 파괴영역에서 표본이 추출

될 확률은 계산된 파괴확률과 거의 일치한다(Haldar와 Mahadevan, 2000). 본 연구에서는 그림 3의 절차에 따르는 알고리즘의 반복수행을 원활하게 하기 위해 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 신뢰도해석 프로그램 “MCSRA”을 개발하였다(한국건설기술연구원, 2007).

3. 저항편향계수의 통계특성치 산정

항타강관말뚝의 저항편향계수 산정 및 신뢰성수준을 평가하기 위해서는 극한지지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구용 보고서나 학위논문, 논문집, 설계자료 등 2200여개 이상의 자료와 건설교통부 지방국토관리청 관내 전국의 약 320여 도로 건설 현장에서 수행된 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 분석하였다. 2500여개 이상의 자료 중 극한지지력의 확인이 가능하고, 지반조사 및 실내실험 자료가 함께 확보되어 신뢰성분석에 적용할 수 있는 항타강관말뚝 정재하시험 자료 수는 총 58개로 판명되었다. 선정된 재하시험 자료에 대한 분류 결과 다양한 말뚝 제형과 전반적인 국내 지반 특성을 대변할 수 있는 자료로 확인되었으며(곽기석 등, 2006), 또한 선단 및 주면 지층 분석 결과 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층으로 나타났는데, 이는 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 판단된다.

선정된 58개 재하시험 자료에 대해, 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성분석을 실시하기 위해서 선단부 평균 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다: $N < 50$, $N \geq 50$. 58개의 재하시험 자료 중 선단부 N치가 50보다 큰 경우는 29개(50%), 50보다 작은 경우 26개(45%), 알 수 없는 경우 3개(5%)로써 선단부 N치 50을 기준으로 자료가 양분되는 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2007).

3.1 재하시험에 의한 측정 극한지지력의 평가

정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 극한지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 연구보고서(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내외 설계기준에서 제안하는 다음의 6가지 방법을 적용하였다: Davisson 기준, Shape of Curve 기준, DeBeer 기준,

전침하량 기준($\Delta=25.4\text{mm}$ 기준, $\Delta=0.1B$ 기준), ASCE 20-96 기준(ASCE, 1997). 6가지 기준에 의해 산정한 극한지지력의 평균값과 각 기준에 의한 결과를 통계 분석하여 말뚝의 대표 측정 극한지지력을 결정하였다. 전체 자료에 대한 극한지지력 평균값에 대한 각 기준에 의한 극한지지력의 통계분석 결과는 표 1과 같다. 여기서, K_{sx} 는 각 기준에 의한 지지력 값에 대한 평균값의 비(평균/각 기준에 의한 지지력)이다.

표 1에 나타난 바와 같이 DeBeer 기준, 전침하량 기준은 적용가능 대상 자료의 수가 상대적으로 적었고, ASCE 20-96 기준은 K_{sx} 의 평균값이 1.0보다 작아서 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경향을 보임으로써 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Shape of Curve 기준과 DeBeer 기준은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 특성상 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Davisson 기준은 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 K_{sx} 의 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용 가능하여

표 1. 각 기준에 따른 측정 극한지지력 특성

기준	유효 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차
Davisson 기준	55	1.01	0.12
Shape of Curve 기준	55	1.03	0.11
DeBeer 기준	39	1.11	0.14
전침하량 기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	41	1.08
	$\Delta=0.1B$ 기준	22	0.87
ASCE 20-96 기준	50	0.96	0.09

우수한 적용성을 보였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝의 대표 측정지지력으로 Davisson 기준(이 방법은 항복 지지력을 이용)에 의한 결과를 적용하였다.

3.2 국내의 지지력공식에 의한 설계 극한지지력의 평가

지지력공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝제원과 지반조건 등은 정재 하시험과 동일하게 적용하였다. 설계 극한지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식은 각각 식 (12), 식 (13)과 같다.

$$Q_u = (\sigma'_v N_q + cN_c)A_p + \Sigma f_s A_s \quad (12)$$

여기서, σ'_v 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이=20B, B=말뚝직경), N_q , N_c 는 깊은기초의 지지력계수, c는 말뚝지지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력($=\alpha c_u + K_s \overline{\sigma'_v} \tan \delta$), α 는 부착력계수, c_u 는 주면지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 법선토압계수($=1.4(1-\sin\phi)$), δ 는 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각($=20^\circ$)이다.

$$Q_u = mN_{60}A_p + n\overline{N_{60}}A_s \quad (13)$$

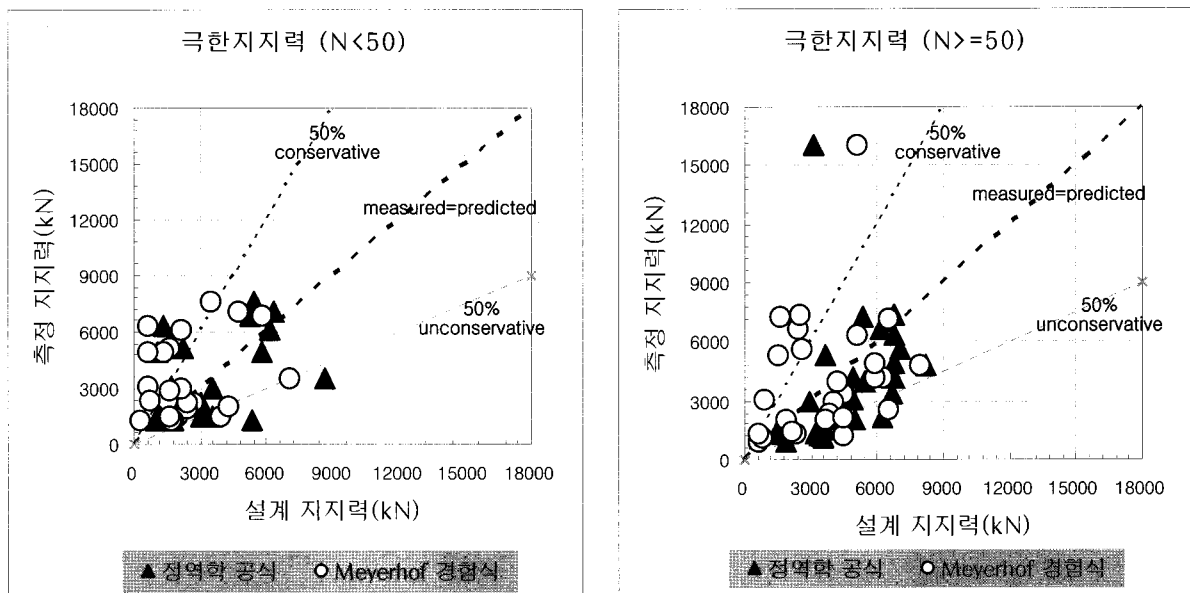


그림 4. 측정 극한지지력과 설계 극한지지력

여기서, $m = 3\left(\frac{L_b}{B}\right) \leq 30$, $mN_{60} \leq 1500 \text{ tf/m}^2$, L_b 는 말뚝의 지지층 관입깊이, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적, N_{60} 은 말뚝 선단부근의 N 값, \bar{N}_{60} 은 말뚝 주변부 사질토 지반의 평균 N 값, $n = \frac{1}{5}$, $n\bar{N} \geq 10 \text{ tf/m}^2$ 이다.

Davisson 기준으로 산정한 측정 극한지지력과 정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식으로 산정한 설계 극한지지력을 비교 도시한 결과는 그림 4와 같다. 두 가지 공식에 의한 설계 극한지지력은 모두 측정 극한지지력과 뚜렷한 경향성을 나타내지 않았다. 선단부 N치 50 미만의 경우 Meyerhof 경험식이 지지력을 보수적으로 평가하는데, 이에 반하여 선단부 N치 50 이상의 경우에

는 정역학적 지지력공식이 Meyerhof 경험식에 비해 다소 지지력을 과대평가하는 경향이 있음을 알 수 있다.

3.3 저항편향계수(resistance bias factor)의 통계특성치 산정

저항편향계수는 측정 극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계 극한지지력)로 정의되며 다양한 요인의 저항 불확실성을 대변하는 값이다(Goble, 1999). 재하시험으로부터 결정된 측정 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력의 분석을 통하여 저항편향계수를 결정하였고, 이들 자료의 통계분석을 수행하여 그 결과를 표 2에 제시하였다. 신뢰성해석에 적용될 통계특성치의 신뢰성 있는 결과도출을 위

표 2. 저항편향계수의 통계특성

구 분	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평균	1.010	0.730	1.341
	표준편차	0.520	1.377	1.011
	변동계수	0.515	0.773	0.423

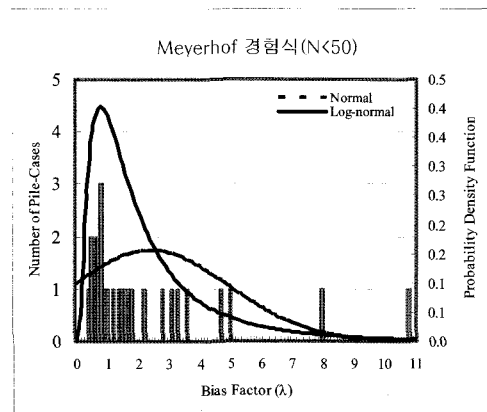
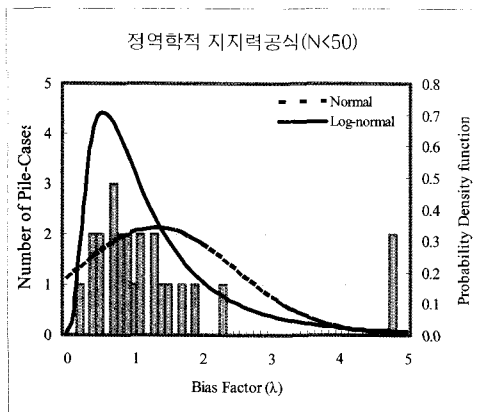


그림 5. 저항편향계수 확률밀도함수(N<50)

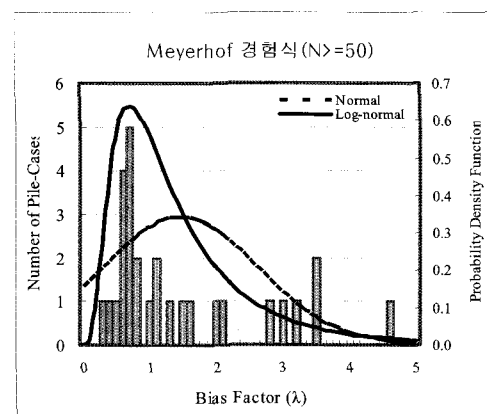
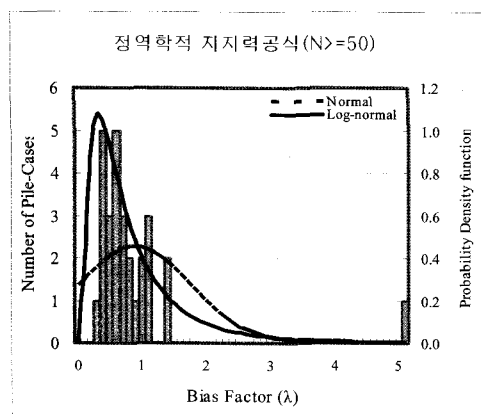


그림 6. 저항편향계수 확률밀도함수(N≥50)

하여 일반적인 저항편향계수 범위[평균±(2×표준편차)]를 벗어난 값은 통계 분석에서 제외하는 것이 합리적이다(Paikowsky, 2004), 본 연구에서는 이를 고려하여 저항편향계수의 통계특성치를 산정하였다. 선단부 N치가 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0에 근접한 값을 보였고 Meyerhof 경험식은 1.0보다 커서 설계 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 알 수 있다. 선단부 N치가 50 이상인 경우 정역학적 극한지지력공식은 측정 극한지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내어 신뢰도 수준이 낮게 평가될 것으로 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. 변동계수는 선단부 N치가 50미만인 경우와 50 이상인 경우 모두 정역학적 지지력공식보다 Meyerhof 경험식이 더 크게 나타났다.

그림 5와 6은 각각 선단부 N치가 50 미만인 경우 및 50 미만인 경우에 대한 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 히스토그램과 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력 공식과 Meyerhof 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

4. 국내 항타강관말뚝 지지력 설계법의 신뢰성평가

말뚝기초설계의 신뢰성은 파괴확률 또는 신뢰도지수의 향으로 표현된다. 본 연구에서는 지지력 설계법에 대한 신뢰성을 평가하기 위하여 2장에서 설명된 대표적인 세 가지 방법을 적용하고 그 결과를 비교 분석하였다. 즉, 식 (3)과 같이 명시적으로 표현되는 미국 AASHTO 설계기준의 저항계수 산정에 적용된 평균일계이차모멘트법과 본 연구에서 개발한 프로그램에 의한 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하였다. 신뢰성 평가를 위해서는 하중관련 정보인 하중편향계수의 통계치와 저항관련 정보인 저항편향계수의 통계치가 결정되어야 한다. 본 연구에서 국내의 지반 및 실무 특성을 고려하여 산정한 저항편향계수의 통계특성 값은 이미 표 2에 제시하였다. 하중편향계수는 측정된 실제 하중에 대한 공칭하중의 비로 정의된다. 본 연구에서는 미

연방도로국 LRFD 교량설계시방서에 사용된 하중편향계수의 통계특성 값을 적용하였다. 이는 한국에서의 하중 통계치가 미국에서 사용되는 하중통계와 유사하다는 가정을 전제로 한 것으로, 현재 국내에서도 국내의 현실을 고려한 하중통계특성에 대한 연구가 구조분야에서 진행되고 있으므로 이에 대한 자료를 차후 활용할 수 있으리라 판단된다. 미연방도로국 LRFD 시방서의 강도 I의 경우를 말뚝의 극한지지력을 위한 극한하중 경우로 고려하였으며, 아래 표 3에 제시된 하중 통계치가 신뢰성해석에 사용되었다.

Hansell 과 Viest(1971)는 활하중에 대한 사하중의 비를 아래의 실험식으로 표현할 수 있다고 보고하였다.

$$Q_D/Q_L = (1 + I)(0.0132L) \quad (14)$$

여기서, I 는 동하중 충격계수로서 LRFD 하중에 대해서는 0.33을 적용하며 L 은 ft 단위의 교량지간장이다. 한국의 교량지간장 조사에 의하면 $30M \pm$ (또는 $98ft \pm$)의 범위가 가장 일반적 경우인 것으로 보고되어, 식 (14)에 의해 계산된 $Q_D/Q_L = 1.72$ 의 값을 신뢰성해석에 적용하였다.

4.1 MVFOSM 및 FORM에 의한 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰수준 평가

현행 국내 말뚝기초설계기준은 말뚝의 극한지지력에 대하여 최소 3의 안전율을 규정하고 있으며, 종종 실무에서는 3 보다 큰 안전율을 적용하고 있다. 이에 따라서 본 연구에서는 현행 국내의 실무에서 적용되는 것으로 기대되는 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5 및 5.0에 대하여 앞서 언급된 하중 및 저항의 통계특성치를 식 (3)에 적용하여 평균일계이차모멘트법에 의한 신뢰성분석을 수행하였다. 말뚝의 선단지지조건별 두 가지 설계법에 대하여 계산된 신뢰도지수를 표 4에 요약하였다.

평균일계이차모멘트법을 이용한 해석에서 한계상태 함수 g 는 파괴표면상의 한 점에서가 아닌 확률변수들의 평균값에서 선형화되었기 때문에, $g = \ln(R/Q)$ 의 경우와 같이 한계상태함수가 비선형일 때는 테일러급수 근

표 3. 하중편향계수의 통계특성치

구 분	사하중 편향계수(λ_{QD})			활하중 편향계수(λ_{QL})		
	평 균	변동계수	분포특성	평 균	변동계수	분포특성
값	1.05	0.10	대수정규분포	1.15	0.20	대수정규분포

표 4. MVFOSM 및 FORM에 의해 계산된 항타강관말뚝 지지력의 신뢰도지수

Case	선단부 N치 50 미만(N<50)						선단부 N치 50 이상(N≥50)					
	정역학적지력공식			Meyerhof 경험식			정역학적지력공식			Meyerhof 경험식		
	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)	MVFOSM	FORM	차이 (%)
3.0	1.749	1.854	6.0	1.923	1.980	2.9	1.391	1.514	8.8	1.569	1.616	3.0
3.5	2.038	2.165	6.2	2.138	2.202	3.0	1.725	1.884	9.2	1.787	1.844	3.2
4.0	2.289	2.435	6.4	2.323	2.396	3.1	2.014	2.204	9.4	1.976	2.041	3.3
4.5	2.510	2.673	6.5	2.487	2.567	3.2	2.269	2.486	9.6	2.143	2.215	3.4
5.0	2.707	2.886	6.6	2.634	2.720	3.3	2.497	2.738	9.6	2.292	2.371	3.4

사에서 고차항의 무시로 인하여 중요한 오차를 포함할 수 있다. 또한 형태가 다르지만 역학적으로 등가인 두 한계상태함수에 대하여 다른 신뢰성지수가 계산되는 문제점을 포함하고 있다. 이러한 평균일계이차모멘트법의 결점을 극복하기 위해서 본 연구에서는 일차신뢰도법을 이용한 신뢰성분석을 수행하고자 하며, 일차신뢰도법 해석을 위하여 식 (2)의 한계상태함수 $g(R, Q)$ 는 역학적으로 등가인 아래 식 (15)와 같이 표현할 수 있다.

$$g = R - (Q_D + Q_L) = \{\lambda_R FS(Q_D/Q_L + 1)\} - \{\lambda_{QD}(Q_D/Q_L) + \lambda_{QL}\} \quad (15)$$

여기서, λ_R , λ_{QD} , λ_{QL} 는 각각 저항편향계수, 사하중편향계수 및 활하중편향계수로 대수정규분포를 갖는 확률변수이며, FS와 Q_D/Q_L 은 확정변수로서 앞서 설명하였다.

앞서 2.1절에서 설명한 일차신뢰도법 기반 프로그램에 하중 및 저항의 통계특성치와 식 (15)의 한계상태함수를 적용한 신뢰도지수를 계산하여 표 4에 제시하였다. 그리고 안전율에 따른 신뢰도지수의 변화양상과 두 기법간의 비교를 용이하게 하기 위하여 그림 7과 8에 그 결과를 도시하였다.

표 4 및 그림 7과 8의 일차신뢰도법 결과를 살펴보면 선단부 N치 50 미만의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수는 1.85~2.89를 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰도지수 1.98~2.72를 나타내었다. 신뢰도지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝에 적합한 신뢰도지수 값으로서 다수의 연구자들이 제안한 바 있다(Barker 등, 1991 ; Paikowsky, 2004). 본 연구의 분석 결과 두 가지 지지력공식 모두 안전율 3.0~3.5일 때 신뢰도지수 약 2.0을 만족하는 것으로 나타났다. 선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 1.51~2.74, Meyerhof 경험식은 1.62~2.37의 신뢰도지수를 나타내었다. 이는 선단부 N치 50

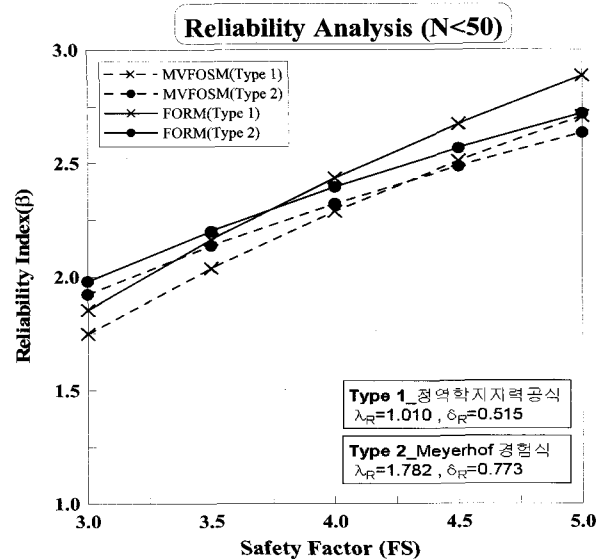


그림 7. 안전율-신뢰도지수 (N<50)

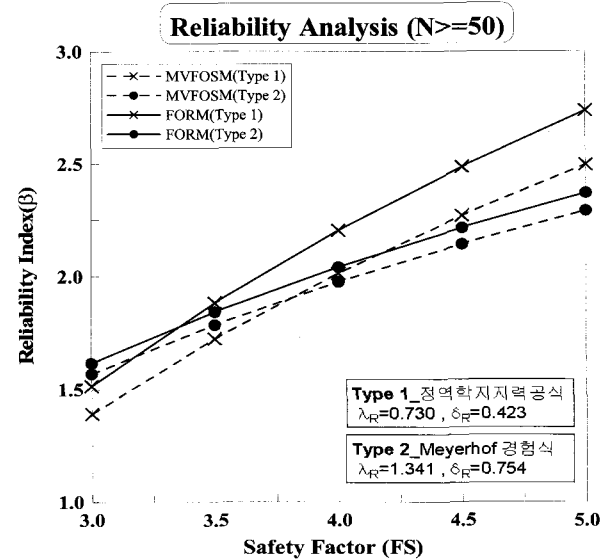


그림 8. 안전율-신뢰도지수 (N≥50)

미만의 자료보다 다소 낮은 결과이며, 신뢰도지수 2.0에 해당하는 안전율은 두 가지 지지력공식 모두 3.5~4.0으로 평가되었다. 선단부 N치 50 미만의 경우와 50 이상의 경우 모두 안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경

험식의 신뢰도지수가 컸지만 안전율이 큰 범위에서는 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났다. 이는 두 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동계수 값의 차이에 따른 복합적인 상호작용의 영향에 기인하는 것으로 판단된다. 또한 신뢰성기법간의 차이를 살펴보면, 모든 경우에서 평균일계이차모멘트법에 의한 값보다 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수 값이 조금 더 크게 산정되었으며, 선단부 N치 50 미만인 경우에 약 2.9%에서 6.6%정도 그리고 선단부 N치 50 이상인 경우에 약 3.0%에서 9.6%의 차이를 나타내어 특히 높은 안전율의 경우 그 정도가 무시할 정도가 아닌 것으로 판단된다. 선단부 N치 50 미만인 경우의 신뢰도지수가 선단부 N치 50 이상인 경우에 비해 상대적으로 큰 것은 주목할 만하다. 이는 이전의 표 2에 나타난 것처럼 상대적으로 높은 저항편향계수의 변동성에도 불구하고 저항편향계수의 평균값이 크게 산정되어 발생하는 현상으로, 선단부 N치 50 미만인 경우에 국내에서 사용되는 두 정역학적 설계방법의 보수성이 상대적으로 높음을 의미한다.

4.2 MCS에 의한 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰수준 평가

일차신뢰도법에서 적용한 동일한 Q_D/Q_L , 하중편향계수 및 저항편향계수 통계특성치를 적용하여 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰도평가를 실시하였다. 몬테카를로 시뮬레이션은 파괴확률을 직접 산정할 수 있는 방법이며, 일차신뢰도법의 결과와 비교를 위해서 신뢰도지수-파괴확률 관계 $\{\beta \approx \Phi^{-1}(1 - P_f)\}$ 를 이용하여 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수를 함께 산정하였다. 표 5는 안전율 3.0~5.0에 대한 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰도지수 결과이다.

선단부 N치 50 미만의 경우 정역학적 지지력공식은

파괴확률 0.21%~3.27%, Meyerhof 경험식은 0.34%~2.45%로 산정되었고, 선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 0.33%~6.76%, Meyerhof 경험식은 0.93%~5.42%로 산정되었다. 몬테카를로 시뮬레이션으로 산정한 파괴확률에 대한 대응 신뢰도지수와 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수를 비교한 결과 최대 약 1.5% 이내의 미미한 차이가 발생하여 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.

4.3 설계변수의 민감도지수 및 매개변수연구

국내의 현행 설계법에 따른 항타강관말뚝 지지력 평가방법의 신뢰도수준에 대한 보다 심층적인 분석·비교와 주요변수의 민감도를 파악하기 위하여 매개변수연구를 수행하였다. 그림 9에는 안전율 별 사하중과 활하중 비(Q_D/Q_L)의 변화에 대하여 식 (3)에 의한 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법을 이용하여 계산된 신뢰도지수를 도시하였다. 신뢰성평가는 선단부 N치 50 미만인 경우의 정역학적 지지력공식에 대해서만 고려하였으며, 저항 및 하중 편향계수에 대한 통계치는 각기 표 2와 표 3에 제시된 값을 적용하였다. 그림 9와 같이 사하중과 활하중의 비는 말뚝 지지력의 신뢰도지수에 미미한 영향을 미치는 것으로 나타났다. 따라서 사하중과 활하중 비가 큰 장기간 교량의 말뚝기초에 대해서도 비슷한 신뢰도수준이 얻어질 것으로 예상된다.

본 연구에서 적용한 반복법에 의한 일차신뢰도법이 갖는 또 다른 장점은 추가적인 해석 없이 확률변수의 민감도지수를 직접 계산할 수 있으며, 이로부터 확률변수가 신뢰도에 미치는 영향정도를 정량적으로 파악할 수 있다는 것이다. 안전율 3.0에 대한 네 가지 경우의 신뢰성분석에 의한 세 확률변수의 민감도지수를 표 6에

표 5. MCS에 의한 파괴확률-대응 신뢰도지수 결과

안전율	구분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
		파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수	파괴확률(%)	대응 신뢰도지수
3.0	3.274	1.842	2.446	1.969	6.755	1.494	5.420	1.605	
3.5	1.584	2.148	1.426	2.190	3.150	1.859	3.353	1.831	
4.0	0.781	2.418	0.856	2.384	1.485	2.174	2.143	2.025	
4.5	0.386	2.664	0.532	2.554	0.700	2.457	1.399	2.197	
5.0	0.212	2.859	0.337	2.709	0.333	2.714	0.934	2.352	

표 6. 확률변수의 민감도지수(FS=3.0; FORM)

확률변수		λ_R	λ_{QD}	λ_{QL}
선단부 조건	정역학적 지지력공식	-0.9799	0.1221	0.1576
	Meyerhof 경험식	-0.9898	0.0874	0.1121
선단부 N치 50 미만 (N<50)	정역학적 지지력공식	-0.9717	0.1449	0.1867
	Meyerhof 경험식	-0.9894	0.0896	0.1141

제시하였다. 표 6에 나타난 바와 같이 모든 경우에 저항 편향계수가 파괴확률에 절대적인 영향을 주는 것으로 나타났는데, 사하중과 활하중의 편향계수에 비해 저항 편향계수의 변동성이 매우 크기 때문인 것으로 사료된다. 이는 현행 국내에서 적용되는 두 극한지지력 설계식의 예측치가 높은 변동성과 불확실성을 포함하고 있어 신뢰도가 높지 않다는 것을 의미한다.

표 6의 결과로부터 민감도가 지배적인 확률변수로 확인된 저항편향계수에 대하여 그 평균값과 변동계수 값에 따른 신뢰도지수의 변화양상을 파악하기 위하여, 선단부 N치 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식의 안전율 3, 4 및 5에 대하여 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법을 이용한 신뢰성분석을 수행하고 그 결과를 그림 10과 11에 나타내었다. 신뢰성분석에서 적용된 사하중과 활하중 비는 1.72이고 사하중 및 활하중 편향계수에 대한 통계치도 표 3에서 적용한 동일한 값을 사용하였다. 그림 10은 저항편향계수 평균값의 변화에 따른 신뢰도지수의 값을 나타내고 있는데, 저항편향계수의 평균값이 커짐에 따라 항타강관말뚝 지지력의 신뢰도지수도 높아지며 두 신뢰성해석 방법간의 차이는 평균값이 커질수록 그 차이도 커지는 것으로 나타났다. 한편 그림 11에 나타난 저항편향계수의 변동계수 값 변화에 따른 신뢰도지수의 값은 역의 관계를 가지며 상대적으로 그 민감도가 높게 나타나고 있다. 특히 그림 11에서 변동계수의 값이 상대적으로 작은 범위, 즉 0.4이하에서는 평균일계이차모멘트법과 일차신뢰도법으로 계산된 신뢰도지수간의 차이가 명확하게 발생하는 현상은 주목할 만하다. 그러므로 저항 편향계수의 변동성이 상대적으로 크지 않을 경우(예를 들어 0.4이하인 경우)에는 보다 엄밀한 해석인 일차신뢰도법 또는 몬테카를로 시뮬레이션을 이용한 신뢰성분석을 수행하여야 할 것으로 사료된다.

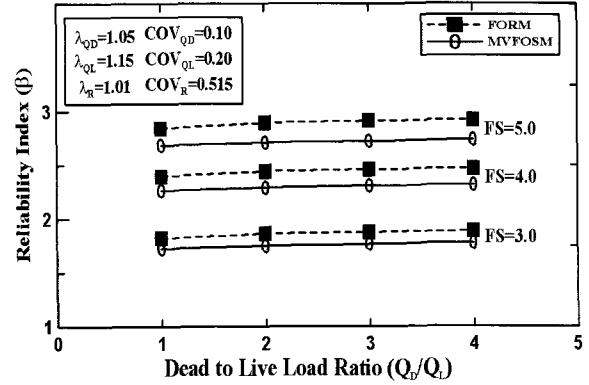


그림 9. Q_D/Q_L 비의 변화에 따른 신뢰도지수

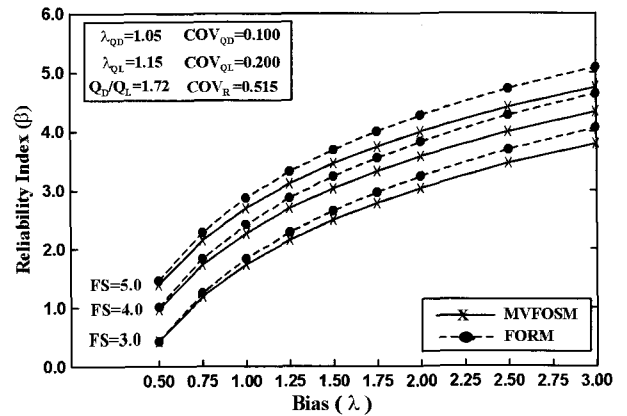


그림 10. Bias의 평균값 변화에 따른 신뢰도지수

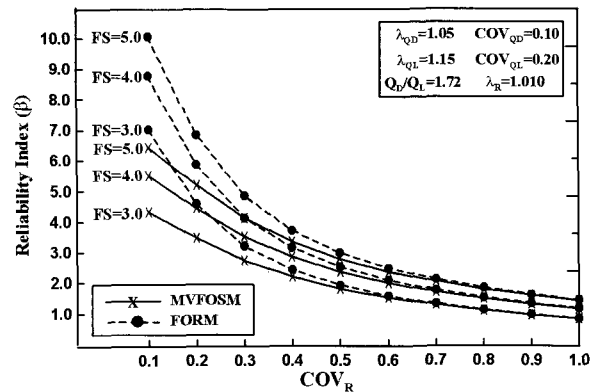


그림 11. Bias의 변동계수 변화에 따른 신뢰도지수

5. 결론

경제적이고 합리적인 최적 설계 경향에 따라 기초구조물 설계에 있어 하중저항계수설계법(LRFD)의 도입은 세계적인 추세이다. 본 연구에서는 항타강관말뚝에 대해서 국내 전역에서 실시된 많은 정재하시험 자료를 수집, 검토하여 저항편향계수를 산정하고 통계 특성을 분석하였다. 국내외 다양한 기준에 따른 극한지지력을

산정한 후 통계분석을 실시하여 말뚝의 대표 측정 극한 지지력을 결정하였으며, 지반조사 결과를 이용하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 의해 설계 극한지지력을 산정하였다. 이렇게 결정된 기준 극한지지력과 설계 극한지지력에 대한 비교·분석을 실시하여 항타강관말뚝의 저항편향계수를 산정하고 이에 대한 통계특성 및 확률밀도함수를 분석하였다. 이상으로부터 얻어진 국내의 실무에서 적용되는 저항의 편향계수에 대한 통계특성, 전형적인 국내 교량기초에 적용되는 활하중에 대한 사하중의 비, 그리고 미연방도로국의 AASHTO LRFD 교량설계기준에서 사용한 하중의 통계특성을 적용하여 대표적인 신뢰성분석기법에 따른 국내 항타강관말뚝 지지력의 신뢰성수준을 평가하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 아래와 같으며, 이는 향후 항타강관말뚝에 대한 목표 신뢰도지수 결정 및 저항계수 산정과 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법(LRFD) 개발을 위한 기초 자료로서 매우 유용하게 활용될 것으로 판단된다.

평균일계이차모멘트법에 비해 일관성 있고 매우 정확한 대표적 신뢰성해석기법인 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 기초한 신뢰성해석 프로그램 “FORMRA”와 “MCSRA”를 개발하였다.

국내 설계 실무에 주로 적용되는 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였고, 재하시험 결과를 Davisson 기준에 적용한 측정 극한지지력과 비교·분석하여 저항편향계수를 산정하였다. 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성 분석을 실시하기 위해서 선단부 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다. $N < 50$, $N \geq 50$. 정역학적 지지력공식은 자료의 변동성이 낮게 평가되었으며, Meyerhof 경험식은 내재적 보수성이 크게 평가되었다. 저항편향계수의 확률밀도함수는 두 가지 지지력 공식 모두 대수 정규분포에 적합한 것으로 확인되었다.

저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 평균일계이차모멘트법, 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성분석을 수행하였다. 안전율 3.0~5.0에 대해서 일차신뢰도법을 적용하여 신뢰도지수를 산정한 결과 정역학적 지지력공식은 1.51~2.89, Meyerhof 경험식은 1.62~2.72 이었다. 두 가지 지지력 공식 모두 선단부 N치 50 미만의 자료가 선단부 N치 50 이상의 자료보다 신뢰성수준이 높게 평가되었다.

평균일계이차모멘트에 의한 값보다 일차신뢰도법의

신뢰도지수 값이 상대적으로 더 크게 산정되었으며, 높은 안전율의 경우에 그 차이를 무시할 수 없는 것으로 판단된다. 한편 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 결과는 상호간에 거의 유사한 것으로 나타났다.

안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경험식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났고 안전율이 높은 범위에서는 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났다. 이는 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동계수 값의 차이에 따른 복합적인 영향에 기인한다.

매개변수 연구로부터 사하중과 활하중의 비는 말뚝 지지력의 신뢰성에 미미한 영향을 미치지만, 저항 편향계수의 평균과 변동계수는 파괴확률에 직접적이고 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 저항편향계수의 변동계수가 0.4이하일 경우에는 평균일계이차모멘트법 보다 정확하고 일관성 있는 일차신뢰도법 또는 몬테카를로 시뮬레이션을 이용한 신뢰성분석이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 연구과제 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 광기석, 박재현, 최용규, 허정원 (2006), “LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정”, *대한토목학회 논문집*, 제26권, 제5C호, pp.343-350.
2. 건설교통부 (2003), *구조물기초설계기준*, (사)한국지반공학회.
3. 한국건설기술연구원 (2007), *LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구*, 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라사업 2차년도 중간보고서, 건설교통부.
4. 허정원 (2003), “실제 구조물의 유한요소 신뢰성해석을 위한 복합 알고리즘”, *대한토목학회 논문집*, 제23권 6A호, pp.1321-1329.
5. American Society of Civil Engineers (1997), *Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations*, ASCE 20-96, ASCE, Reston, Virginia, U.S.A.
6. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2004), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Ed.*, AASHTO, Washington, D.C.
7. Ayyub, B.M. and Assakkaf, I. (1999), *LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliability-Based Load and Resistance Factor Design Rules*, Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy.
8. Barker, R.M. Duncan, J.M. Rojjani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.C. (1991), *Manual for the Design of Bridge Foundations*, NCHRP Report 343, Transportation Research Board,

- Washington, D.C.
9. Ellingwood, B.R., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1980), "Development of Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58", *Special Publication 577*, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
 10. Eurocode 7 (1994), *Geotechnical Design, General Rules*, European Committee for Standardization, Prestandard, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
 11. Goble, G. (1999), *Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design (LRF) Methods*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 276, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 12. Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons, New York, N.Y.
 13. Hansell, W.C. and Viest, I.M. (1971), "Load Design for Steel Highway Bridges, American Institute of Steel Construction", *Engineering Journal*, Vol.8, No.4, pp.113-123.
 14. Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.100, No.1, pp.111-121.
 15. Maurice, B., Frischknecht, R., Coelho, V., Hungerbühler (2000), "Uncertainty Analysis in Life Cycle Inventory. Application to the Production of Electricity with French Coal Power Plants", *Journal of Cleaner Production*, Vol.8, No.2, pp.95-108.
 16. Nowak, A. (1999), *Calibration of LFRD Bridge Design Code*, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 17. Paikowsky, S.G. (2004), *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 18. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences", *Computers & Structures*, Vol.9, pp.484-494.
 19. Thoft-Christensen, P. and Baker, M. (1982), *Structural Reliability Theory and Its Application*, Springer-Verlag, New York.

(접수일자 2007. 9. 7, 심사완료일 2007. 11. 29)