



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2016年 2月
博士學位論文

사질토 지반 얽은기초의
목표신뢰도지수 및 저항계수 산정

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金 聖 憲

사질토 지반 얕은기초의 목표신뢰도지수 및 저항계수 산정

Calculation of Target Reliability Index and Resistance
Factor of Shallow Foundation in Sand

2016年 2月 25日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金 聖 憲

사질토 지반 얽은기초의 목표신뢰도지수 및 저항계수 산정

指導教授 金 大 賢

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함.

2015年 10月

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金 聖 憲

金聖憲의 博士學位論文을 認准함.

委員長 朝鮮大學校 教授 朴 吉 鉉 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 金 雲 中 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 朴 正 雄 (印)

委 員 仁川大學校 教授 金 東 郁 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 金 大 賢 (印)

2015年 12月

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론 -----	01
1.1 연구배경 및 목적-----	01
1.2 연구동향 -----	02
1.3 연구방법 및 내용-----	04
제2장 얽은기초 설계 및 LRFD 설계기준 -----	06
2.1 얽은기초 이론적 고찰-----	06
2.1.1 얽은기초 정의-----	06
2.1.2 얽은기초의 지지력 이론-----	10
2.2 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 설계기준-----	20
2.3 하중저항계수설계법 적용방안 및 개발절차-----	39
2.3.1 데이터베이스 구축 및 극한지지력 판정-----	39
2.3.2 목표신뢰도지수의 결정 및 한계상태설계법 개발절차-----	42
2.3.3 평판재하시험 시험방법 및 극한지지력 평가-----	44
제3장 저항편향계수의 통계특성 -----	57
3.1 저항편향계수의 분석-----	57
3.2 저항편향계수의 산정-----	62

제4장 얽은기초의 신뢰도 해석 및 설계기준	65
4.1 해석대상	65
4.2 신뢰도 해석 적용 프로그램	72
4.3 일계 신뢰도 해석기법에 의한 신뢰도 평가	73
4.4 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰도 평가	79
4.5 목표신뢰도지수 산정	81
4.6 하중 통계특성	86
4.7 안전율을 이용한 저항계수 예비산정	89
4.8 신뢰도 해석에 의한 저항계수 보정	90
4.8.1 저항의 통계학적 특성	90
4.8.2 지지력 이론식에 대한 저항계수 보정	91
4.8.3 저항편향계수와 변동계수에 따른 저항계수	91
4.8.4 목표신뢰도지수에 따른 저항계수	92
제5장 결 론	93
참 고 문 헌	95

표 목 차

표 2.1 기초형상에 따른 형상계수	10
표 2.2 Terzaghi(1943)의 지지력계수(전반전단파괴/국부전단파괴)	12
표 2.3 Terzaghi(1943)의 수정지지력계수	12
표 2.4 Meyerhof(1953)의 지지력계수(단, $m=0$, $\beta=0$)	14
표 2.5 Hansen(1970)의 수정계수	15
표 2.6 Vesic(1973)의 수정계수	17
표 2.7 구조물의 신뢰도해석 및 설계방법	27
표 2.8 AFOSM법을 이용한 신뢰도 해석방법	36
표 2.9 안전계수 보정방법	37
표 2.10 신뢰도지수(β)와 파괴확률(P_f)와의 관계	39
표 2.11 기존연구 사질토지반 지반특성자료	40
표 2.12 광주 및 전라남도지역 사질토지반 지반특성자료	41
표 2.13 기존문헌 재하시험 결과	51
표 2.14 비선형회귀분석 결과	52
표 2.15 광주 및 전남지역 재하시험 결과	53
표 2.16 이론식에 의한 단위극한지지력(기존문헌)	56
표 2.17 이론식에 의한 단위극한지지력(광주 및 전남지역)	56
표 3.1 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균	58
표 3.2 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균	58
표 3.3 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균	58
표 3.4 기존문헌 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균	59
표 3.5 기존문헌 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균	59
표 3.6 기존문헌 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균	59
표 3.7 전체(기존문헌+광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균 ..	60
표 3.8 전체(기존문헌+광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균	60
표 3.9 전체(기존문헌+광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균	60
표 3.10 전체자료에 대한 Two-Slope 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균	64

표 4.1 기초제원 및 하중크기	65
표 4.2 F1 지층특성	66
표 4.3 F2 지층특성	66
표 4.4 F3 지층특성	67
표 4.5 F4 지층특성	67
표 4.6 F5 지층특성	67
표 4.7 F6 지층특성	68
표 4.8 F7 지층특성	68
표 4.9 F8 지층특성	69
표 4.10 F9 지층특성	69
표 4.11 F10 지층특성	69
표 4.12 FORM 해석방법에 의한 신뢰도지수 산정결과	76
표 4.13 MCS에 의한 파괴확률 대응 신뢰도지수 산정결과	80
표 4.14 목표신뢰도	81
표 4.15 구조물 형식별 목표신뢰도지수	82
표 4.16 한계상태기반 목표신뢰도지수	82
표 4.17 노르웨이 건축설계기준의 목표신뢰도 수준	83
표 4.18 캐나다 표준협회의 목표파괴확률	83
표 4.19 다른 국가의 현재 하중계수 현황	87
표 4.20 하중의 편향계수와 변동계수	88
표 4.21 저항계수의 보정을 위한 하중계수와 통계학적 특성값	88
표 4.22 연구에 적용된 현장자료의 하중비	89
표 4.23 하중비에 따른 저항계수	89
표 4.24 저항계수 보정을 위해 산정된 저항의 통계학적 특성값	90
표 4.25 지지력 이론식별 저항계수 보정결과	91
표 4.26 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정	92

그 립 목 차

그림 2.1 확대기초와 전면기초	6
그림 2.2 지반강도에 따른 기초의 파괴형상	9
그림 2.3 강성연속기초의 전반전단파괴 메커니즘	11
그림 2.4 Meyerhof의 전단파괴 메커니즘	13
그림 2.5 얕은기초의 지지력계수	19
그림 2.6 허용응력(ASD) 설계접근법	21
그림 2.7 LRFD 설계접근법	24
그림 2.8 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수	24
그림 2.9 파괴확률 P_f 의 분포	30
그림 2.10 S와 R의분포	31
그림 2.11 표준화된 공간에서의 신뢰도지수 β	32
그림 2.12 U의 성분들이 무상관일 때의 설계점 결정	35
그림 2.13 MCS에 의한 난수발생절차	38
그림 2.14 MCS에 의한 파괴확률(P_f) 산정절차	38
그림 2.15 저항계수 및 목표신뢰도지수 개발절차	43
그림 2.16 평판재하시험 장치	44
그림 2.17 logP - logS 분석법	46
그림 2.18 Two-Slope 분석법	47
그림 2.19 Minimum - Slope 분석법	48
그림 2.20 0.1B 침하량 분석법	49
그림 2.21 이론식별 회귀분석 결과	55
그림 3.1 예측지지력과 실측지지력의 비	64
그림 4.1 문헌자료와 연구자료 통합 내부마찰각 및 점착력 표준편차 추정	71
그림 4.2 신뢰도해석 알고리즘	74
그림 4.3 AFOSM 저항 및 하중계수 산정입력	75
그림 4.4 AFOSM 신뢰도지수 해석화면	75
그림 4.5 AFOSM 신뢰도지수 해석결과(Terzaghi, Meyerhof)	77

그림 4.6 AFOSM 신뢰도지수 해석결과(Hansen, Vesic)	78
그림 4.7 MCS 신뢰도 해석화면	80
그림 4.8 파괴확률과 신뢰도지수의 관계	84

ABSTRACT

Calculation of Target Reliability Index and Resistance Factor of Shallow Foundation in Sand

Kim, Sung-Heon

Advisor : Prof. Kim, Dae-Hyeon, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Load and Resistance Factor Design(LRFD) is one of the limit state design methods and has been used worldwide in civil engineering designs, especially in North America, Asia, and other developing countries. Accordingly, the studies on LRFD has been actively conducted in Korea. However, the data for LRFD in Korea were not sufficient to perform statistical and reliability analyses, so resistance factors suggested by American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO) have been used for the civil structural designs in Korea.

The calibration of resistance factor based on the reliability theory for the development of limit state design of shallow foundation requires a reliable estimate of ultimate bearing capacity. The plate bearing test result is commonly used in geotechnical engineering practice to predict the ultimate bearing capacity of shallow foundation.

Many graphical methods are specified in the design standards to define the ultimate bearing capacity based on the load-settlement curve. However, the ultimate bearing capacity determined based on the load-settlement curve has a low level of reliability to obtain an uniform ultimate load depend on engineering judgement.

In this study, a well fitting nonlinear regression model is proposed to estimate the ultimate bearing capacity of shallow foundation and the results are compared with those calculated using previous graphical method. Applicability of LRFD for shallow foundations on weathered soils in Gwang-ju and Jeollanam-do provinces was investigated and resistance factor for these cases was proposed. The quantitative analyses on the uncertainty and resistance bias for shallow foundation on weathered soils were performed by collecting the statistical data about domestic case studies for design and construction of shallow foundation. Reliability analyses of shallow foundations were performed using LEVELs II (First order Design value Approach) and III (Monte Carlo Simulation) methods.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

구조물 기초는 크게 두 가지로 얕은기초(Shallow Foundation)와 깊은기초(Deep Foundation)로 구분된다. 얕은기초와 깊은기초의 구분은 하중 전달 부재의 근입 깊이 (D_f)와 기초 저변의 폭(B)을 비교하여 $D_f/B \leq 1$ 이거나(Terzaghi, 1943), $D_f/B \leq (4 \sim 5)B$ 인 경우(Bowles, 1997) 얕은기초로 정의하고 있다.

얕은기초는 상부구조로부터 하중을 직접 지반에 전달시키는 형식의 기초이며 지반 내에 압축성이 적고, 적절한 토층에 적용하는 기초를 직접기초(Direct Foundation)라고 한다. 말뚝기초는 상부지층의 압축성이 크거나, 상부 구조물에서 전달되는 하중을 지지할 수 없을 때, 하중을 암반에 전달시키기 위하여 적용하는 기초이다.

얕은기초의 설계는 현재 일반적으로 안전율과 침하량에 근거한 허용응력설계법을 사용하고 있다. 이론적 지지력공식에 의한 지지력을 산정할 경우, 장비 및 다짐조건 등이 적합하게 반영되어 있지 않아 재하시험을 이용하여 비교·분석 하도록 되어 있으나, 실무에서는 반영되지 못하고 있는 실정이다.

구조물에 대한 합리적인 수준의 안전도를 확보하기 위해서는 설계과정에 지반 저항력, 기초의 재료강도, 작용하중, 해석모델 등과 관련된 다양한 설계변수들의 불확실성을 명확히 반영하여야 한다.

따라서 안전성을 확보하는 신뢰도 기반 설계(RBD, Reliability-Based Design)방법 또는 한계상태설계법(LSD, Limit State Design)을 적용하여 허용응력설계법을 보완하고 비용효과에 기초한 최적 설계 대안을 결정할 수 있으나, 신뢰도 있는 자료의 부족으로 파괴확률 기준정립에 많은 어려움이 있다.

한계상태설계법은 세계적으로 널리 이용되고 있으나 지반공학 분야에서는 다양한 지반특성에 의해 비교적 새로운 개념으로써 적용되고 있다. 또한 하중과 구조물의 저항 능력에 포함된 불확실성의 정도를 구분하여 설계에 반영하고 각기 다른 하중조건과 구조물의 한계상태에 대하여 일정한 안전수준을 유도함으로써 효율적인 설계가 가능하다는 장점이 있다.

현재는 북미지역의 AASHTO(2014)와 같은 하중저항계수설계법(LRFD, Load and Resistance Factor Design)을 채택하고 있으며, 유럽지역은 Eurocode 7(CEN, 2004)을 설계기준으로 채택하고 있다. 위의 설계기준은 계산된 각 저항 값에 전체저항계수 또는 부분안전계수 적용여부에 따라 구분된다.

저항계수를 산정하기 위해서는 재하시험을 통한 실측자료가 필요하므로 국내·외 하중저항계수설계법은 재하시험이 쉬운 말뚝기초, 얇은기초 등을 중심으로 연구가 활발하게 진행되고 있다.

본 연구에서는 구조물기초로 이용되는 현행 허용응력설계법의 불합리성을 지양하고, 안정성과 경제성을 확률적으로 고려한 얇은기초의 설계기준을 제안하고자 한다. 따라서 재하시험자료의 데이터베이스를 구축하여 저항계수의 불확실성에 대한 신뢰도 해석을 수행하고 신뢰도 설계기준인 저항 및 하중계수를 제시함으로써 확률론적 방법에 근거한 얇은기초의 한계상태설계기준 정립을 위한 기초자료를 제시하고자 한다.

1.2 연구동향

얇은기초의 지지력에 대한 연구는 Terzaghi(1943)와 Meyerhof(1953)가 대표적이며, 많은 지지력 공식을 제안하였다. Terzaghi(1943)는 정역학적 지지력 공식에 관하여 제시하였으며, 모래지반의 경우 기초 폭에 비례하여 지지력이 증가하고 점토지반의 경우 기초저면 단위면적당 지지력이 증가한다고 하였다. Terzaghi 등(1967)은 모래지반상의 평판 및 실물기초에 대한 재하시험결과를 토대로 기초크기 효과를 고려한 침하량 산정 방법 등을 제안하였다.

신뢰도이론에 대한 연구는 Freudenthal(1947)과 Pugsley(1955)에 의해 발표되어 유럽과 북미지역을 중심으로 신뢰도에 기반한 구조물 설계기준에 관한 연구가 활발히 진행되었으며, 특히 Cornell(1969)이 평균 제1계 2차모멘트 방법(MFOSM, Mean First Order Second Method)을 발표함으로써 신뢰도 방법적용에 대한 연구가 활발히 진행되었다.

Cornell(1969)의 MFOSM방법은 확률분포의 범위가 정규분포일 경우에 적용이 가능하며 한계상태함수의 표현 형태에 관한 해의 유일성 결여 등의 제한사항으로 인하여 사용하는데 한계가 있었다. 그러나 Hasofer 등(1974)은 표현 형태에 따른 문제를 해결하였으며 Rackwitz(1978)가 비정규분포를 등가정규분포로 변환하는 알고리즘을 개발하

여 확률변수의 분포에 대한 문제를 해결하였다.

Shinozuka(1983)가 기존연구의 확률변수에 대한 상관관계를 고려하여 AFOSM방법을 완성함에 따라 현재 구조물의 신뢰도해석에 적용되고 있다. 위와 같이 신뢰도 기법을 바탕으로 한 설계기준으로는 유럽기준의 한계상태설계법, 미국기준의 하중저항계수설계법 등이 있다.

덴마크 지반공학협회의 Hansen(1953)에 의해 지반공학적인 관점에서의 신뢰도 해석 연구를 통하여 부분안전계수 개념이 제안되어 설계기준에 적용되었고 유럽연합위원회(CEC, Commission of European Communities)는 하중, 토질정수, 설계공식 및 시공오차 등에 대한 부분안전계수개념을 도입하였다. Lumb(1966), Singh(1971), Schultze 등(1975)은 토질정수에 대한 통계학적 자료분석 연구를 실시하였고 Wu와 Kraft(1967)는 기초의 안전율 확률산정법을 발표한 바 있다.

Matsuo(1974), Vanmarcke(1977), Tobutt(1979), Yucemen(1983), Baecher(1987)등은 사면지반에 대한 신뢰도 해석연구를 수행하였으며, 유럽 건설설계표준위원회는 국제표준화기구(ISO, International Organization for Standardization)의 부속 기술위원회인 TC 250에 Eurocode를 제정하면서 기초구조물의 설계와 관련된 Eurocode 1의 “Basis of design and action on structures”와 Eurocode 2의 “Geotechnical design”을 포함하여 소요 안전율의 확보를 위한 부분안전계수법을 도입하여 사용하고 있다.

최근의 구조물 기초에 대한 LRFD 설계법은 현장시험 등으로부터 실측된 저항의 통계학적 분석과 신뢰성이론을 적용한 저항계수 보정방법을 이용하고 있으며, 지반공학 분야의 대표적인 LRFD 설계법에 대한 연구는 D'Appolonia(1999)는 옹벽구조물, Allen 등(2001)은 보강토옹벽, Paikowsky(2004)는 깊은기초, Paikowsky(2010)은 얇은기초, Lazarte(2011)은 Soil-Nailing 등이 있으며, 현재 각 분야에서 활발하게 많은 연구들이 수행되어지고 있다.

Fenton(2008)은 구조적인 코드에 의해 지정된 부하요소를 사용하여, 지지력파괴에 불리한 얇은기초의 LRFD 접근방식을 제안한 바 있고 Barrios 등(2010)은 연직하중에 대한 얇은기초의 LRFD 설계법을 연구하였다.

NCHRP(2011)은 LRFD의 적용의 한계점을 확인하고 시험결과를 토대로 중국한계상태를 구하기 위한 연구를 실시하였으며, 각 경우에 따른 저항측정값을 제공하였다.

Salgado(2011)은 변위 및 비배수를 고려한 말뚝상단부의 축방향하중의 적용과 관련된 중국한계상태로 LRFD 설계법을 연구하고 신뢰도 분석과 몬테카를로 시뮬레이션의 분석기법을 이용하여 LRFD 설계법을 제안하였다.

미국과 캐나다를 중심으로 한 북미 선진국에서는 Eurocode와는 달리 하중저항계수설계법을 개발함에 따라 AASHTO(2014) 교량설계기준과 구조물에 대한 미국 국립표준설계기준(ANSI)에 포함되었다. 캐나다에서는 기초공학 매뉴얼에 기초구조물의 신뢰도 기반 설계기준을 포함하여 실무에 적용하고 있다(CGS, 1992). 또한 호주의 Austroads 교량설계기준에서도 깊은기초의 시공에 관한 저항계수를 제시하고 있다.

국내연구에서는 조효남(1983)은 신뢰도이론에 의한 옹벽구조물의 안정해석에 관한 연구를 수행하였고 이송(1986)은 얇은기초의 안정성에 관한 신뢰도 해석을 수행하였으며 이증빈(1991)은 신뢰도이론에 의한 말뚝기초의 안정해석에 관한 연구를 수행하였다.

양우식(1992)은 사면의 신뢰도 해석을 수행하였고, 심태섭 등(2000)은 점추정법에 의한 암반사면의 신뢰도 해석을 수행하였으며 안중필(2007)은 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 신뢰도 해석을 수행하였다.

한국건설기술연구원, 서울대학교, 전남대학교에서는 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”라는 주제로 말뚝기초의 설계 및 시공과 관련된 국내의 2000여개의 통계자료를 토대로 강관말뚝의 저항계수를 제안한 바 있고, 이를 도로교설계기준해석(2008)에 수록하였다.

김원철 등(2005)은 지반공학분야에서의 LRFD의 이론적 배경 및 국내활용 전망을 발표하였으며, 광기석 등(2006)은 LRFD설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정을 수행하였으며, 박재현 등(2008)은 LRFD설계를 위한 국내 항타강관말뚝의 저항계수 산정을 수행하였다.

박종배 등(2012)은 PHC 매입말뚝의 하중저항 설계정수를 제안하였으며, 한용태(2013)는 점성토지반에서의 단일쇄식다짐말뚝에 대한 LRFD 저항계수 분석을 수행하였으며, 김현태(2014)는 강관말뚝의 목표신뢰도지수 및 저항계수 산정을 수행하였으며, 김동건 등(2014)은 사질토지반 얇은기초에 대한 LRFD 저항계수 분석을 실시하였다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 얇은기초에 적용된 설계법 중에서 내재된 안전율과 저항의 불확실성을 통계학적으로 분석하였고 지반공학 분야에서의 설계방법, 현장특성, 지반거동 등의 다양한 조건을 이용하여 확정된 값이 아닌 일정한 변동성을 가지는 데이터의 집합으로써 분석을 실시하였다.

선행연구 자료조사를 통하여 연구방향 및 목표를 설정하였고 연구의 적용성과 신뢰도를 확보하고자 하였다. 이에 따라 데이터베이스 구축법, 데이터의 신뢰도 기준 및 이상데이터 제거방법 등을 분석하였고 재하시험을 통한 실측데이터를 이용하여 극한지지력 적용성에 관한 연구를 수행하였다.

얇은기초의 안전율 및 신뢰도 수준을 분석하여 목표신뢰도지수를 결정하는 방법과 신뢰도지수를 제안하였으며, 통계학적 특성 값을 산출하는데 중점을 두고 큰 영향을 미치는 저항편향계수, 저항편향계수의 변동계수, 목표신뢰도지수, 하중비를 고려하였다.

국내지반의 적합한 기초자료를 사용하기 위해 광주·전남지역의 재하시험결과를 수집하여 데이터베이스를 구축하였다.

연구의 신뢰도를 높이고자 사질토 지반에서의 얇은기초에 대한 LRFD 자료를 이용하여 객관적 지표로 설정하고 신뢰도를 평가하였으며, 평판재하시험에 의한 극한하중과 항복하중방법들을 고려하여 극한지지력을 예측 및 판정하였다.

얇은기초의 이론적 지지력 방법에서는 지반 물성치의 보수성과 저항의 불확실성을 통계학적 분석을 통하여 정량화하였으며, 가정된 저항의 확률밀도분포를 정규확률값과 적합도를 검증하여 분석하였다.

하중계수는 AASHTO(2014) 교량설계기준의 하중계수와 실제 설계에서 산정된 하중비를 이용한 자료를 토대로 적용하였으며, MATLAB(Matrix Laboratory) 프로그램을 이용하여 신뢰도해석 알고리즘을 구현하고자 Tool Box를 작성하였다. 이를 통해 얇은기초에 대한 LRFD의 적용성을 검토하고 알맞은 얇은기초의 하중저항계수설계법을 적용한 설계기준을 고찰하였다.

제 2 장 얽은기초 설계 및 LRFD 설계기준

2.1 얽은기초 이론적 고찰

2.1.1 얽은기초 정의

얽은기초는 직접기초라고도 하며 기능에 따라 그림 2.1과 같이 독립기초, 복합기초, 캔틸레버 기초, 전면기초로 구분하며 직접기초는 상부 하중을 넓게 분포시키기 위해 밑면을 확대시킨 확대기초의 형태로 사용한다.

독립기초는 한 개의 기둥만을 지지하는 경우를 말하며, 복합기초는 2개 또는 그 이상이 기둥을 지지하는 경우는 복합기초라 한다. 캔틸레버 기초는 내부 Footing과 Strap 으로 연결하여 편심으로 인한 모멘트를 전달시켜 토압의 합력이 각각의 도심에 위치하여 균일한 토압을 얻기 위하여 사용된다. 즉 저면의 면적을 확장하여 기둥이나 벽체 등을 통해 전달되는 구조물 하중이 지반에 가하는 재하압을 감소시키고, 기초를 지지하는 토체의 범위를 말한다.

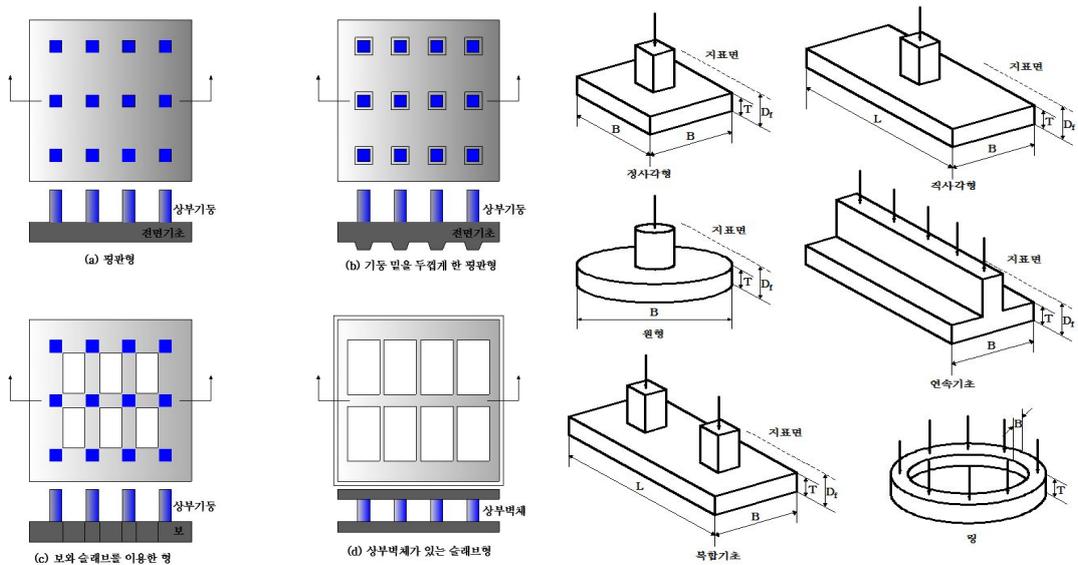


그림 2.1 확대기초와 전면기초(한국지반공학회, 2013)

얇은기초는 원칙적으로 기초지반의 지지력이 클 때에는 복합기초 보다 캔틸레버 기초가 경제적이며 연결보인 Strap이 크고 깊은 위치에 있는 경우에는 복합 기초가 경제적이다. 또한 기초지반의 지지력이 적은 곳에서는 각각의 기초를 하나의 큰 슬래브로 연결하여 지반에 작용하는 단위압력을 감소시키는 전면기초가 적합하다.

전면기초는 독립기초에 비하여 큰 폭을 가지므로 지지력이 증가하며 기초깊이의 굴착도의 무게만큼 구조물의 하중을 상쇄하여 순하중을 감소시키므로 장점이 있으나, 침하를 고려하여 사질토 지반에서는 N치가 10이상의 경우에 적용 가능하다.

일반적으로 기초의 저면적이 증가하여 합계가 시공면적의 2/3를 초과하는 경우에는 전면기초가 경제적이며 사일로, 굴뚝, 큰 기계기초 등과 같이 상부구조 자체가 전면기초에 적합한 경우도 있다.

얇은기초의 적절한 안전율을 확보하기 위하여 기초의 적절한 깊이와 간격, 전단파괴에 대한 안전율, 허용침하량 등을 고려해야 하므로 다음 조건을 충족하여야 한다.

(1) 기초의 깊이

얕은기초는 지반의 건조수축이나 습윤·팽창, 지하수위 변동, 지반의 동결깊이, 풍화 등의 영향을 받지 않도록 충분한 깊이에 설치되어야 한다.

(2) 인접구조물과 기초간격

기존 기초의 끝이 새로운 기초 밑면 끝에서 45° 이하의 범위로 작도한 선의 위쪽에 있도록 하여야 하며 기존 기초의 끝과 새로운 기초 끝의 거리(m)와 안전깊이(Z_f)는 $m > Z_f$ 를 만족하여야 한다. 새로운 기초가 기존의 기초보다 아래에 있을 경우 굴착 시 기존의 기초 아래 지반이 횡방향유동의 가능성이 있으므로 기존구조물에 균열이 발생할 수 있다.

새로운 기초의 설치를 위한 굴착으로 기존 기초의 지지력 중 토피압 qN_q 가 손실되어 굴착 시 벽체거동을 정지수평토압계수(K_0)로 하여 위험을 감소시킬 수 있으나, 이는 인접구조물에 근접하여 굴착할 경우의 어려움을 보여준다.

(3) 지반특성과 얕은기초

사질토 지반에서는 기초의 지지력 및 침하 등에 대하여 고려하여야 하고 기초는 그 아래의 지반이 구속되도록 충분한 깊이에 설치되어야 한다. 사질토 지반이 충분히 구속되지 않을 경우 기초 주변의 흙이 유실되어 상대밀도와 지지력이 감소한다. 또한 지나치게 지표면 근처에 설치할 경우 모래질 지반은 바람과 유수에 의해 침식될 수 있다.

점토와 실트질 지반의 기초는 초연약지반 및 보통 연약지반에서 문제가 발생할 수 있고 점토광물이나 유기물이 함유된 소성이 큰 실트지반은 연약점토와 비슷한 거동을 하며 느슨하게 퇴적되어 있는 무기질 실트나 약간의 실트가 섞인 실트지반은 모래질 지반과 비슷한 거동을 나타낸다. 또한 점토나 실트 지반에서 기초의 설치는 전단파괴를 조절하기 위한 허용지지력과 압밀침하량 산정에 주의를 기울여야 한다.

얕은기초에 가해진 과다하중으로 인하여 지반의 전단파괴는 지반의 상대밀도 및 기초의 근입 깊이에 따라 다음의 세 가지 형태로 발생한다.

전반전단파괴(General shear failure)는 조밀한 모래나 굳은 점토지반에서 발생하며 단위면적당 하중 q_u 보다 큰 하중이 가해지면 급격한 침하가 크게 발생하고 주위 지반이 융기하며 지표에 균열이 생긴다. 이때의 하중 q_u 를 기초의 극한지지력이라 하며 이후에는 더 이상의 하중을 지지할 수 없는 상태가 되므로 하중-침하곡선에서 정점이 뚜렷하게 확인할 수 있다.

국부전단파괴(Local shear failure)는 느슨한 모래지반이나 연약한 점성토에서는 하중이 증가해도 명확한 활동면이 생성되지 않으나 국부적인 파괴가 발생하여 점차 확대되어 지반의 전단파괴가 발생한다. 이때 하중-침하곡선에는 뚜렷한 정점이 나타나지 않고 기초의 침하에 따라 하중이 계속 증가한다. 일반적으로 하중-침하곡선의 경사가 급해지고 직선으로 변하기 시작하는 경우의 하중 q_u 를 극한지지력이라 한다.

관입전단파괴(Punching shear failure)는 매우 느슨한 지반에서 기초가 지반에 관입될 때는 주변지반이 융기하지 않고 오히려 기초를 따라 침하가 발생한다. 이러한 파괴형상을 관입전단파괴라고 한다. 기초아래의 지반은 기초의 하중으로 인하여 다짐도가 증가하므로 기초가 침하할수록 하중은 증가한다. 관입전단파괴의 경우 하중-침하곡선의 곡률이 최대가 되는 점의 하중을 극한지지력으로 한다.

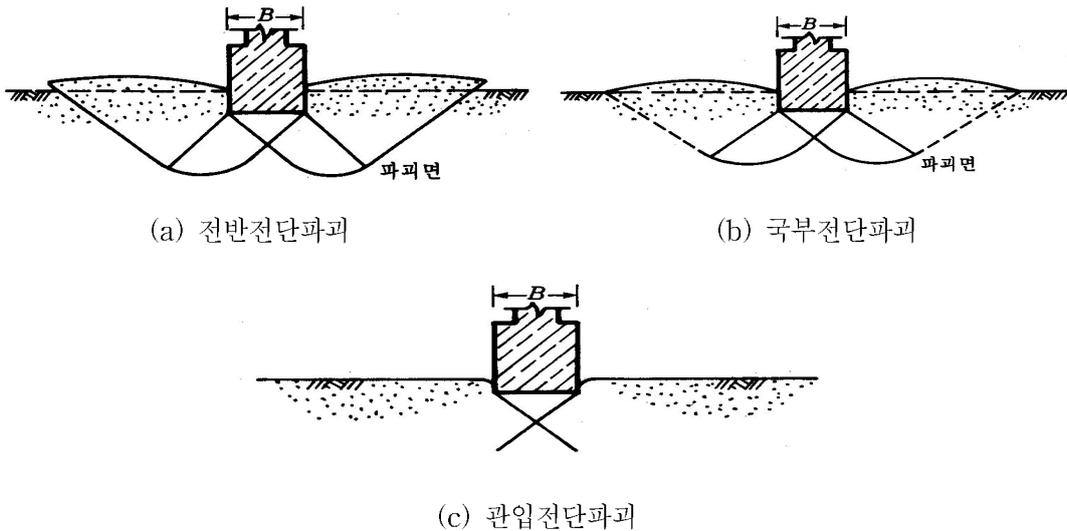


그림 2.2 지반강도에 따른 기초의 파괴형상(한국지반공학회, 2013)

2.1.2 얽은기초의 지지력 이론

점착력과 내부마찰각을 가지는 지반에 설치된 얽은기초의 지지력은 Terzaghi(1943), Meyerhof(1953), Hansen(1970), Vesic(1973)의 이론이 대표적으로 사용되고 있다.

Terzaghi(1943)는 기초에 의한 지반파괴의 형상을 다음 그림 2.3과 같이 직선과 대수나선의 결합으로 가정하고 극한지지력공식을 유도하였다. 이때 기초저면보다 상부의 전단저항은 무시하고 단순한 상재하중으로 고려하였다. 먼저 전반전단파괴 경우의 지지력공식은 식 (2.1)과 같다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma_2 B N_r + \gamma_1 D_f N_q \quad (2.1)$$

여기서, B : 기초의 폭 길이(m)

c : 지반의 점착력(kN/m²)

D_f : 기초의 근입 깊이(m)

q_u : 기초의 극한지지력(kN/m²)

N_c, N_r, N_q : 무차원의 지지력 계수이며, 내부마찰각 ϕ 의 함수

α, β : 형상계수

γ_1 : 기초저면보다 상부에 있는 지반의 단위중량(kN/m³)

γ_2 : 기초저면보다 하부에 있는 지반의 단위중량(kN/m³)

표 2.1 기초형상에 따른 형상계수(한국지반공학회, 2013)

형상계수	연속기초	원형기초	정사각형기초	직사각형기초
α	1.0	1.3	1.3	1 + 0.3B/L
β	0.5	0.3	0.4	0.5 - 0.1B/L

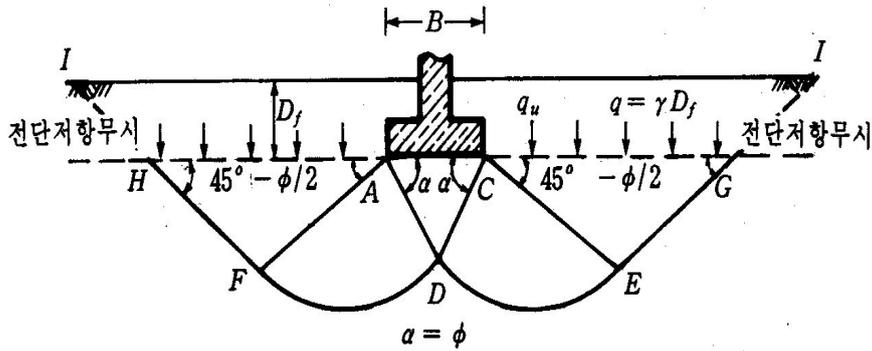


그림 2.3 강성연속기초의 전반전단파괴 메커니즘(한국지반공학회, 2013)

국부전단파괴의 경우에는 흙의 내부마찰각을 $\bar{\phi} = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$ 로 감소시켜서 전반전단파괴에 대하여 산정한 지지력계수 N_c, N_r, N_q 를 적용하거나 국부전단파괴에 대한 지지력계수 N'_c, N'_r, N'_q 를 표 2.2와 같이 적용하여 지지력을 산출한다.

위와 같이 Terzaghi(1943)의 공식에서는 전반전단파괴와 국부전단파괴의 경우에 지지력 계수가 다르게 주어져 있으나 실제 파괴가 내부마찰각의 크기에 따라 어떤 형태로 발생하는지에 대한 예측이 어렵고 내부마찰각의 각도에 따라 전반전단파괴나 국부전단파괴가 발생하는지 명확히 구분할 수 없다.

따라서 두 가지 파괴형태를 모두 수용할 수 있는 실용적인 식이 필요하다. 내부마찰각이 작을 때에는 국부전단파괴에 대한 식이 적용되고 내부마찰각이 어느 값에 도달할 경우에는 전반전단파괴식이 적용되도록 합성된 식을 Terzaghi(1943)의 수정 지지력공식이라 하고 Terzaghi(1943)의 수정 지지력계수 N'_c, N'_r, N'_q 는 다음 표 2.3과 같다.

표 2.2 Terzaghi (1943)의 지지력계수(전반전단파괴/국부전단파괴)

내부마찰각(°)	N_c / N'_c	N_r / N'_r	N_q / N'_q
0	5.7 / 5.7	0.0 / 0.0	1.0 / 1.0
5	7.4 / 6.7	0.5 / 0.2	1.6 / 1.4
10	9.6 / 8.0	1.2 / 0.5	2.7 / 1.9
15	12.9 / 9.7	2.5 / 0.9	4.5 / 2.7
20	17.7 / 11.8	4.0 / 1.7	7.4 / 3.9
25	25.2 / 14.8	9.7 / 3.2	12.7 / 5.6
30	37.2 / 19.0	19.7 / 5.7	22.5 / 8.3
35	57.8 / 25.2	42.5 / 10.1	41.4 / 12.6
40	95.7 / 34.9	100.4 / 18.8	81.3 / 20.5
45	172.3 / 51.2	297.5 / 37.7	173.3 / 35.1
48	258.3 / 66.8	780.1 / 60.4	287.9 / 50.5
50	347.5 / 81.3	1153.2 / 87.1	415.1 / 65.6

표 2.3 Terzaghi (1943)의 수정지지력계수

지지력계수	$\phi=0^\circ$	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40° 이상
N'_c	5.3	5.3	5.3	6.5	7.9	9.9	11.4	20.9	42.2	95.7
N'_r	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	10.6	30.5	114.0
N'_q	1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	7.1	14.1	31.6	81.2

Meyerhof(1953)는 Terzaghi(1943)의 파괴메커니즘과 비슷하나 기초 바로 아래의 썩기형 파괴체의 각도가 다르고 파괴면이 대수나선과 직선으로 지표면까지 연장되는 파괴형상을 가정하여 극한지지력 공식을 유도하였다. 그림 2.4에서 Terzaghi(1943)는 각도 $\alpha=\phi$ 로 하였으나 Meyerhof(1953)는 $\alpha = 45 + \phi/2$ 로 하였고 Terzaghi(1943)는 기초 저면보다 상부의 전단저항을 무시하고 단순히 상재하중으로 처리하여 지지력 공식을 유도하였으나 Meyerhof(1953)는 기초저면보다 위쪽에 있는 지반의 전단저항을 고려하여 지지력 공식을 유도하였다.

그림 2.4의 \overline{be} 면의 전단응력은 $\tau_0 = m(c + \sigma_0 \tan \phi)$ 가 되며 m 은 전단강도의 활용도 (Degree of mobilization of shear strength)로 $0 \leq m \leq 1$ 이고, 각도 η 와 θ 는 m 에 따라 결정된다.

즉, $m=0$ 이면 $\eta = 45^\circ - \phi/2$, $\theta = 90^\circ + \beta$ 이고, $m=1$ 이면 $\theta = 135^\circ + \beta - \phi/2$ 가 된다.

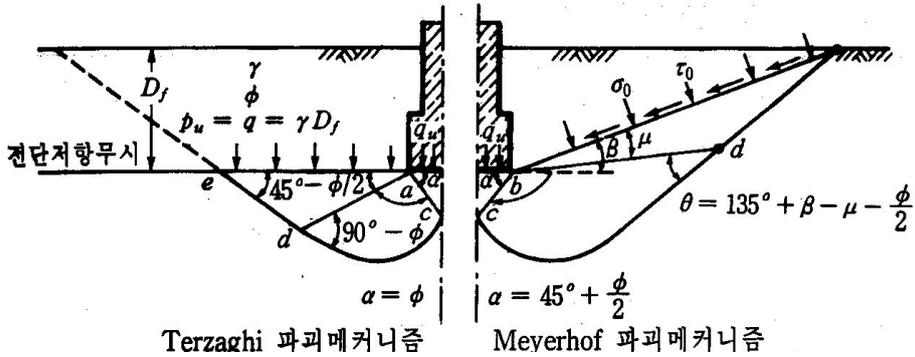


그림 2.4 Meyerhof의 전단파괴 메커니즘 (한국지반공학회, 2013)

Meyerhof(1953)의 극한지지력 계산식은 식 (2.2)와 같고, Terzaghi(1943)의 지지력 공식과 유사한 형식이며 지지력계수 N_c , N_r , N_q 만 다르다.

$$q_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma_2BN_r + \gamma_1D_fN_q \quad (2.2)$$

Terzaghi(1943)의 조건은 $m=0$, $\beta=0$ 인 경우이며, 이때의 Meyerhof(1953)의 지지력계수 N_c , N_r , N_q 는 다음의 식에 의하여 산출할 수 있다.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.4)$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (2.5)$$

Meyerhof(1953)에 의한 지지력계수는 표 2.4와 같으며, 각도 β 는 임의로 가정하는 값이다.

표 2.4 Meyerhof(1953)의 지지력계수(단, $m=0$, $\beta=0$)

지지력계수	$\phi=0^\circ$	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_c	5.1	6.5	8.4	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9
N_r	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	15.7	37.1	93.7	262.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9

Hansen(1970)과 Vesic(1973, 1975)은 Meyerhof(1953)의 이론을 확장하여 식 (2.6)과 같이 일반적인 지지력공식을 제안하였다.

$$q_u = cN_c\zeta_{cs}\zeta_{sd}\zeta_{ci}\zeta_{cg}\zeta_{ct} + qN_q\zeta_{qs}\zeta_{qd}\zeta_{qi}\zeta_{qg}\zeta_{qt} + \frac{1}{2}rBN_r\zeta_{rs}\zeta_{rd}\zeta_{ri}\zeta_{rg}\zeta_{rt} \quad (2.6)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.7)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned} N_r &= 1.5(N_q - 1) \tan \phi \text{ (Hansen)} \\ &= 2(N_q + 1) \tan \phi \text{ (Vesic)} \end{aligned} \quad (2.9)$$

- 여기서, B : 기초의 폭 $\zeta_{ct}, \zeta_{rt}, \zeta_{qt}$: 기초저판경사계수
 c : 점착력 $\zeta_{cs}, \zeta_{rs}, \zeta_{qs}$: 형상계수
 N_c, N_r, N_q : 지지력계수 $\zeta_{cd}, \zeta_{rd}, \zeta_{qd}$: 심도계수
 γ : 흙의 단위중량 $\zeta_{ci}, \zeta_{ri}, \zeta_{qi}$: 하중경사계수
 ϕ : 흙의 내부마찰각 $\zeta_{cg}, \zeta_{rg}, \zeta_{qg}$: 지반경사계수
 q : 기초 근입 깊이에 해당하는 상재압

위의 지지력 공식에 적용하는 Hansen(1970)과 Vesic(1973)의 수정계수는 각각 표 2.5 및 표 2.6과 같다.

표 2.5 Hansen(1970)의 수정계수(김종환, 2011)

	상재하중(q)	흙의 점착력(c)	흙의 무게(γ)
형상계수 (s)	$1 + \frac{B'}{L'} \sin\phi$	$1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'} \quad \phi \neq 0$ $1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$
심도계수 (d)	$1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 k$ $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = D/B$ $\frac{D}{B} > 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$	$0.4k \quad \phi = 0$ $1 + 0.4k \quad \phi > 0$	1
하중경사계수 (i)	$\left[1 - \frac{0.5H}{V + A_f C_a \cot\phi} \right]^{a_1}$ $2 \leq a_1 \leq 5$	$\phi = 0$ $0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f C_a}}$ $\phi > 0$ $\zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_q - 1}$	$\left[1 - \frac{0.7H}{V + A_f C_a \cot\phi} \right]^{a_2}$ $2 \leq a_2 \leq 5$
지반경사계수 (g)	$(1 - 0.5 \tan\omega)^2$	$\frac{\omega^\circ}{147^\circ} \quad \phi = 0$ $1 - \frac{\omega^\circ}{147^\circ} \quad \phi > 0$	$(1 - 0.5 \tan\omega)^2$
기초저판 경사계수 (t)	$e^{(-2a \tan\phi)}$	$\frac{a^\circ}{147^\circ} \quad \phi = 0$ $1 - \frac{a^\circ}{147^\circ} \quad \phi > 0$	$e^{(-2.7a \tan\phi)}$

여기서, A_f : 기초의 유효단면적
 B' : 기초의 유효폭
 D : 기초의 근입 깊이
 H : 수평하중
 L' : 기초의 유효깊이
 N_c, N_r, N_q : 지지력계수

V : 수직하중
 C_a : 기초저판과 지반 사이의 부착력
 ϕ : 흙의 내부마찰각
 α : 기초저판 경사각
 ω : 지반 경사각

표 2.6 Vesic(1973)의 수정계수(김종환, 2011)

	상재하중 (q)	흙의 점착력(c)	흙의 무게(γ)
형상계수 (s)	$1 + \frac{B'}{L'} \tan\phi$	$1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B'}{L'}$	$1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$
심도계수 (d)	$1 + 2 \tan\phi (1 - \sin\phi)^2 k$ $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = D/B$ $\frac{D}{B} > 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$	$0.4k \quad \phi = 0$ $1 + 0.4k \quad \phi > 0$	1
하중경사계수 (i)	$\left[1 - \frac{H}{V + A_f C_a \cot\phi} \right]^m$	$\phi = 0$ $1 - \frac{mH}{A_f C_a N_c}$ $\phi > 0$ $\zeta_{qi} - \frac{1 - \zeta_{qi}}{N_q - 1}$	$\left[1 - \frac{0.7H}{V + A_f C_a \cot\phi} \right]^{a_2}$ $2 \leq a_2 \leq 5$
지반경사계수 (g)	$(1 - \tan\omega)^2$	$1 - \left(\frac{2\omega}{\pi + 2} \right) \quad \phi = 0$ $\zeta_{gg} - \frac{1 - \zeta_{gg}}{N_c \tan\phi} \quad \phi > 0$	$(1 - \tan\omega)^2$
기초저판 경사계수 (t)	$(1 - \alpha \tan\phi)^2$	$1 - \left(\frac{2\omega}{\pi + 2} \right) \quad \phi = 0$ $\zeta_{qt} - \frac{1 - \zeta_{qt}}{N_c \tan\phi} \quad \phi > 0$	$(1 - \alpha \tan\phi)^2$

여기서, A_f : 기초의 유효단면적

B' : 기초의 유효폭

D : 기초의 근입 깊이

H : 수평하중

L' : 기초의 유효깊이

N_c, N_r, N_q : 지지력계수

V : 수직하중

C_a : 기초저판과 지반 사이의 부착력

ϕ : 흙의 내부마찰각

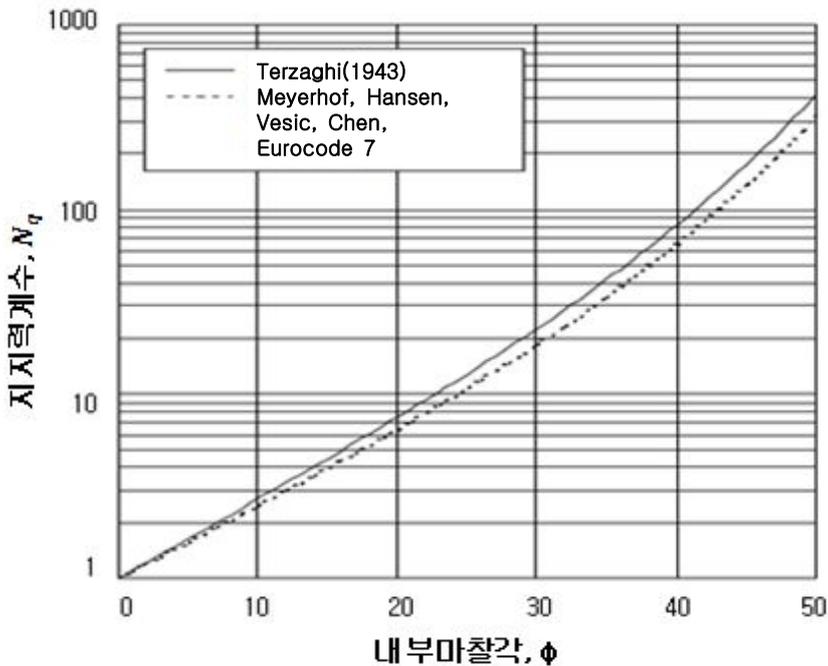
α : 기초저판 경사각

ω : 지반 경사각

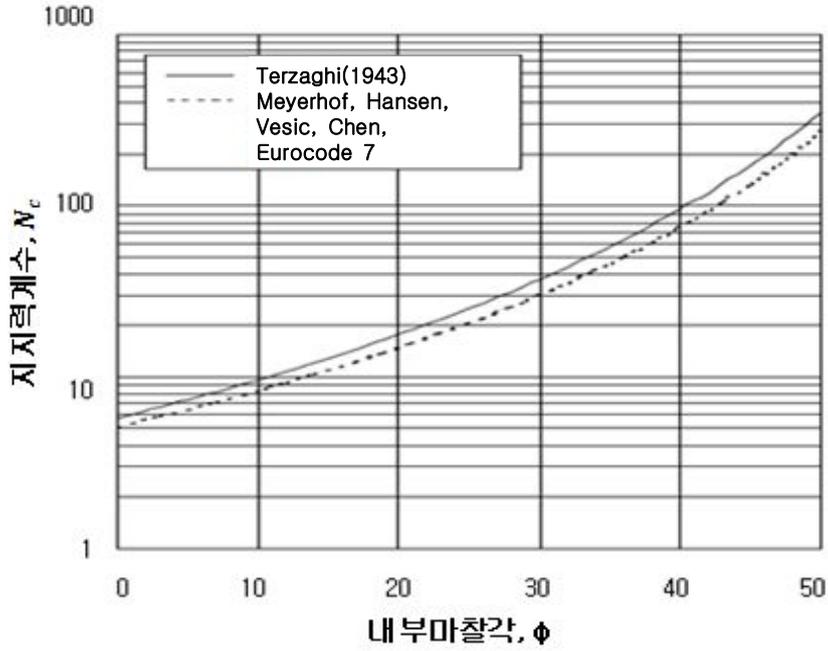
$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$: 하중이 기초의 폭 방향으로 기울어진 경우

$m = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$: 하중이 기초의 길이 방향으로 기울어진 경우

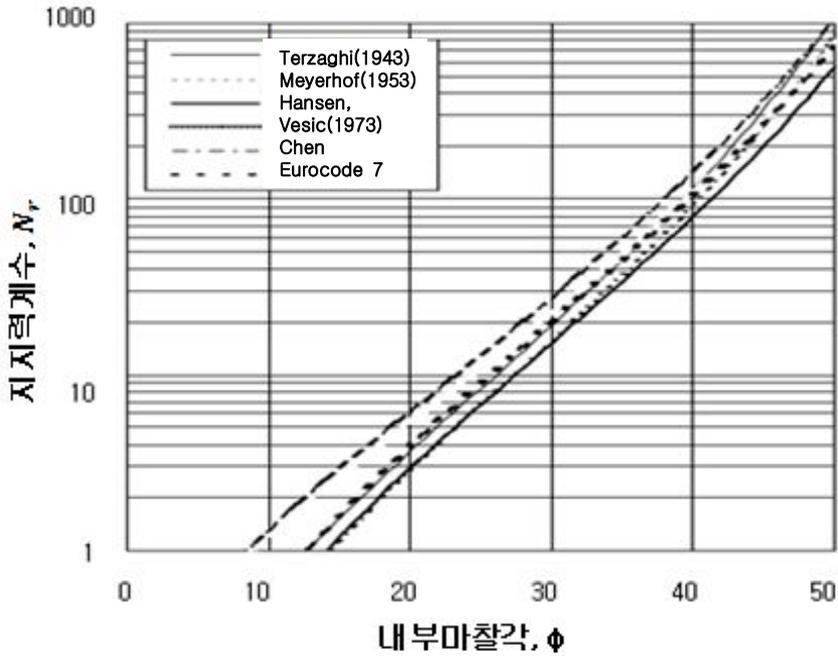
또한, Terzaghi(1943), Meyerhof(1953), Hansen(1970)과 Vesic(1973) 등은 얇은기초의 지지력계수를 내부마찰각(ϕ)에 의해 산정할 수 있도록 다음 그림 2.5와 같이 제안하였다.



(a) N_q 지지력계수



(b) N_c 지지력계수 (계속)



(c) N_r 지지력계수

그림 2.5 얽은기초의 지지력계수

2.2 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 설계기준

현재 교량의 하부기초 설계 시 허용응력설계법이 주로 사용되고 있다. 허용응력설계법은 기초에 전달되는 작용하중의 변동요인이나 지반에 내재된 불확실요소를 안전율에 포함시켜 고려하는 방식이다. 여기서 안전율은 경험적인 값으로 기초의 활동파괴나 말뚝의 지지력파괴 등을 감소시키기 위한 수단으로 사용하는 값이다. 허용응력설계법을 적용하는 경우의 설계기준은 다음과 같다.

$$\frac{R_n}{FS} \geq \Sigma Q \quad (2.10)$$

여기서, R_n : 공칭저항, FS : 안전율, ΣQ : 하중의 합

대체적으로 안전율은 구조물의 종류 및 형식과 저항 값을 예측하기 위해 사용되는 해석모델과 설계자의 경험에 의하여 1.2~6 사이의 값을 갖는다. 그림 2.6은 허용응력설계법의 접근방식을 그림으로 나타낸 것이다.

$$FS = \frac{\text{극한지지력}}{\text{작용하중}} = \frac{R_n}{Q} \quad (2.11)$$

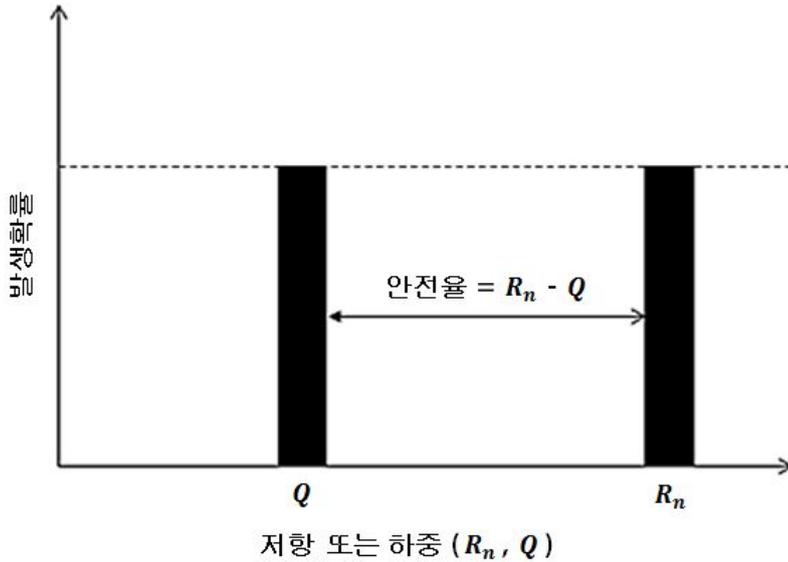


그림 2.6 허용응력(ASD) 설계접근법(FHWA, 2010)

공칭저항 값을 감소시킬 목적으로 안전계수를 사용하는 것은 R_n 값과 Q 값을 산정할 때 동반되는 불확실성 때문이다. 다음 식 (2.12)와 (2.13)은 안전계수의 산정 시 적용되는 개념에 대한 과정을 나타내고 있다.

실제 작용하는 하중이 공칭하중 값에 ΔQ 만큼 증가되어 작용하고 실제 저항 값이 산정된 저항 값보다 ΔR 만큼 감소되어 작용된다고 할 때 최소필요조건을 만족하도록 설계된 기초는 다음과 같은 조건을 갖는다.

$$R_n - \Delta R = Q + \Delta Q \quad \text{or} \quad R_n \left(1 - \frac{\Delta R}{R_n}\right) = Q \left(1 + \frac{\Delta Q}{Q}\right) \quad (2.12)$$

식 (2.12)에 정의된 것과 같이 안전계수는 식 (2.13)과 같이 표현할 수 있다.

$$F_s = \frac{R_n}{Q} = \frac{(1 + \Delta Q / Q)}{(1 - \Delta R / R_n)} \quad (2.13)$$

위의 식 (2.13)은 하중과 저항의 상관관계에 대하여 분석되지 않은 상태에서 하중 증

가율($\Delta Q/Q$)과 저항감소율($\Delta R/R_n$)이 안전계수에 미치는 영향을 나타내고 있다.

안전계수를 수치로 산정하기 위해서는 설계자의 객관적인 판단과 선행 경험에 따라 하중증가율과 저항감소율을 수치적으로 산정하여야 하며 설계자가 하중증가율 20%, 저항감소율 30%라고 가정한다면 안전계수는 식 (2.14)와 같이 수치적으로 산정할 수 있다.

$$F_s = \frac{(1 + 0.2)}{(1 - 0.3)} = 1.72 \quad (2.14)$$

그림 2.6을 보면 허용응력설계법의 중요한 한계점인 하중 Q 와 공칭저항 R_n 의 발생 확률이 동일한 것을 알 수 있다. 허용응력설계법에서 안전율이 산정되는 것은 매우 주관적이고 해석모델이나 강도정수 등에 의존하여 산정되는 값이므로 구조물 구성요소의 파괴확률과는 근본적인 관계가 없다. 따라서 지반공학적인 관점에서도 다음과 같은 불확실성 요소를 고려한 합리적인 설계가 필요하다.

- (1) 연직방향의 공간적, 시간적 변화를 고려한 공학적 특성의 변동성
- (2) 측정된 설계정수의 신뢰도와 적용성
- (3) 샘플링 및 시험방법의 수량과 적용성
- (4) 해석모델의 오차
- (5) 강도정수 측정값의 오차
- (6) 작용하중의 변동성

위에서 언급된 다수의 변화요인들이 허용응력설계법에서 설계자에 따라 반영된다 하더라도 정량적 요소가 아닌 정성적인 요소이므로 허용응력설계법을 적용한 구조물은 충분한 파괴가능성을 내포하고 있다고 할 수 있다.

경험과 판단에 근거한 획일적인 안전율을 적용하는 허용응력설계법과 비교하여 하중 저항계수설계법(LRFD, Load Resistance Factor Design)은 대상구조물에 대해 정의된 각각의 한계상태에 대하여 하중 및 저항과 관련된 모든 불확실성을 확률·통계학적으로 분석한다. 또한 다중하중계수 및 저항계수를 보정하여 구조물의 일관된 목표신뢰도를 확보하므로 보다 합리적인 설계법이라고 할 수 있다.

구조물설계는 적절한 안전율을 확보하여야 하고 과도한 하중 및 낮은 저항강도의 경

우를 고려하여 결정하여야 한다. 이를 바탕으로 구조물 안정성 확보를 위한 산정공식의 핵심목표를 다양한 파괴발생가능성에 근거한 방법으로 구조물이 구성하는 부재, 연결부위 또는 부재시스템에서 발생하는 파괴의 가능성을 예측 및 산정하는 것이다.

또한, 구조물의 파괴상태 측면에서의 해석이 아닌 구조물이 의도하는 근본적인 기능이 끝나는 상태인 한계상태에서의 해석을 실시한다. 식 (2.15)는 구조적 안정성을 확보하는 기준을 표현한 것이다.

$$\phi R_n \geq \sum r_i Q_i \quad (2.15)$$

- 여기서, ϕ : 저항계수
- R_n : 공칭저항
- r_i : 하중계수
- Q_i : 외부하중

저항강도 측면에서 공칭저항(R_n)은 설계강도를 산정하기 위하여 저항계수(ϕ)가 곱해지며 하중측면에서 다양한 하중(사하중, 활하중, 설하중 등)은 설계하중의 합을 산정하기 위하여 하중계수(r_i)를 곱한다.

식 (2.15)에서 사용하는 재료의 설계강도는 최소 작용하는 설계하중 값 이상이어야 한다는 의미이며 첨자는 작용하는 여러 가지 하중형태를 의미하고 각각의 하중형태에 따라 다르다. 다음 그림 2.7은 공칭하중(nominal load) 및 계수하중(factored load)과 공칭저항 및 설계저항 값을 그림으로 나타낸 것이다.

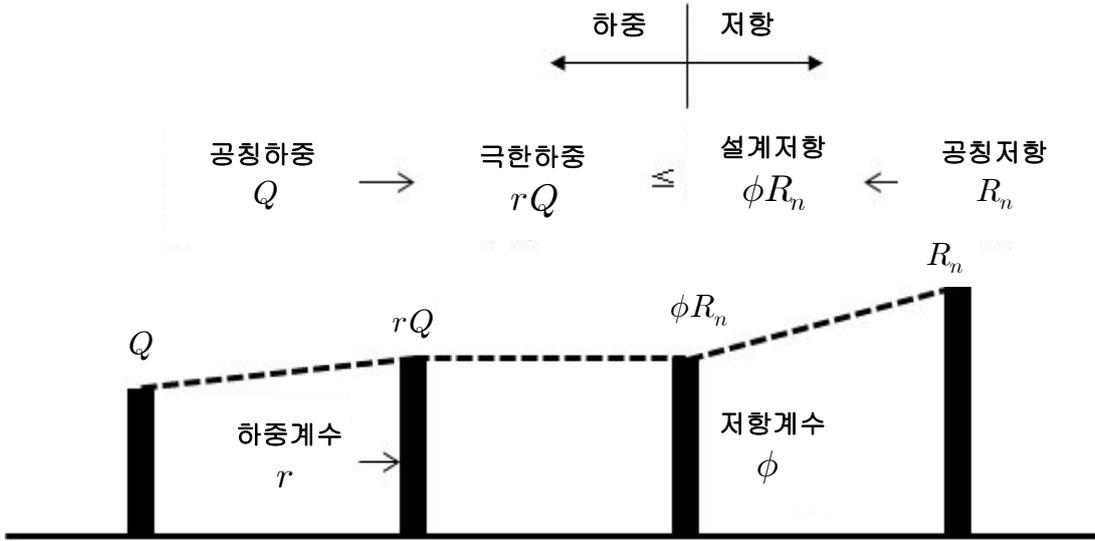


그림 2.7 LRFD 설계접근법(FHWA, 2010)

불확실성을 내포하는 하중(Q)과 저항(R)의 일반적인 확률밀도함수(PDF, Probability Density Function)는 그림 2.8과 같고 하중과 저항이 동일하거나 이상의 파괴확률영역(한계상태확률)은 두 확률밀도함수가 겹치는 부분의 면적이며 다음 식 (2.16)과 같이 해석적으로 나타낼 수 있다.

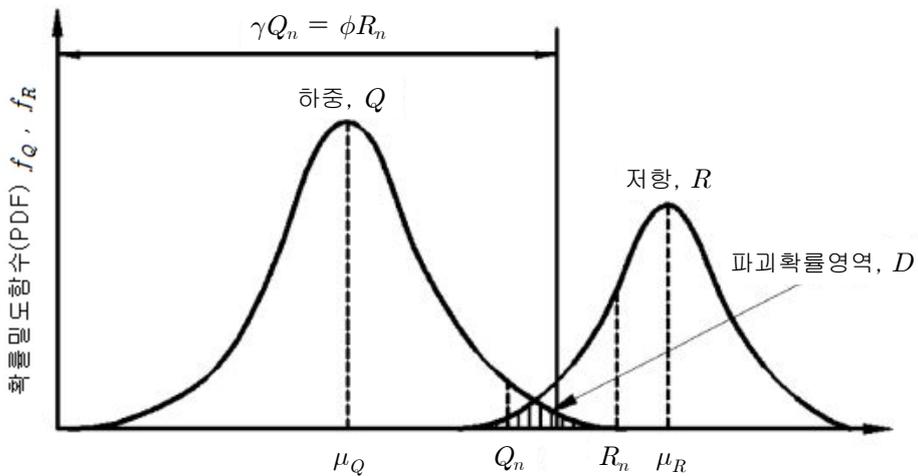


그림 2.8 하중 Q 와 저항 R 의 확률밀도함수(FHWA, 2010)

$$P_f = P(R - Q \leq 0) = \iint_D f_{RQ}(r, q) drdq \quad (2.16)$$

여기서, D : 파괴영역

f_{RQ} : 하중과 저항의 결합확률밀도함수(joint probability density function)

하중과 저항이 통계적 독립관계이고 정규분포형태를 나타낸다면 파괴확률은 식 (2.17)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P(g \leq 0) = \phi \left[\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g} \right] = \phi \left[\frac{-(\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] = \phi(-\beta) \quad (2.17)$$

여기서, g : 하중과 저항의 한계상태함수($g = R - Q$)

ϕ : 표준정규분포의 누적분포함수

μ_g, σ_g : 한계상태함수의 평균, 표준편차

μ_R, σ_R : 저항의 평균, 표준편차

μ_Q, σ_Q : 하중의 평균, 표준편차

β : 한계상태함수(g)의 평균(μ_g)에 대한 표준편차(σ_g)의 비이며

신뢰도지수를 나타내고 파괴확률과 역수의 관계를 가지며 확률적 안전성을 대변한다.

LRFD는 콘크리트 구조물, 강구조물, 건물 등을 포함하여 각종 토목구조물에 적용될 수 있는 설계개념이며 일반적으로 허용응력설계법보다 합리적이며 경제적인 것으로 분석되고 있다. 또한 기존의 콘크리트에서 사용되는 극한강도설계법 등의 설계개념보다 진보한 설계 개념이며 탄성범위 및 소성범위까지 고려하여 설계에 적용하는 개념으로서 경제성 면에서도 우수하고 구조물의 파괴 및 거동 예측에 있어서 현재는 가장 우수한 설계개념이라고 할 수 있다.

구조물의 신뢰도는 내용기간 동안 설계 목적상의 기능 및 안전도를 유지할 수 있는 능력을 말하며 내용기간 동안 모든 재하환경으로 인하여 발생 가능한 악조건으로부터 안정성을 확보할 수 있는 확률로 정의할 수 있다. 이는 공학적인 관점에서 필연적인 불확실성을 정량적으로 고려하고 파괴 가능성을 뜻하는 한계상태의 파괴확률을 정량적으로 분석 및 산정하는 것이다.

신뢰도 해석방법은 크게 4가지의 방법으로 구분되어 있으며, 이중 Levels I, II, III 방법은 가정된 구조단면에 대하여 신뢰도 해석 및 설계가 가능하며 Level IV 방법은 안정성의 검토와 비용의 효율적인 설계가 가능하고 이론적 척도가 되는 경제성을 고려한 신뢰도 설계에 적합한 방법이다.

신뢰도 해석 및 설계수준을 정리하면 다음 표 2.7과 같고 Level I의 신뢰도 설계법은 현재 사용되고 있는 하중-저항계수설계법 및 한계상태설계법 등과 같은 준확률적 설계기준을 일컫는다.

외부하중 값은 부분안전계수를 곱하여 증가시키고, 구조물의 저항강도는 부분안전계수로 나누어 감소시킨다. 하중과 저항강도에 대한 부분안전계수들은 하중과 저항의 확률적 거동을 고려하여 모두 1.0 이상의 값을 적용한다.

Level I 신뢰도 설계법을 성공적으로 적용하기 위하여 적절한 부분안전계수들을 산정하는 것이 매우 중요하다. 먼저 부분안전계수들이 결정되면 그 이후의 설계과정에서 필요한 계산은 확정론적 방법과 동일하게 수행한다. 따라서 기존 확정론적 설계에 통계적기법 및 구조신뢰도 방법에 의하여 확률적으로 산정된 부분안전계수들을 일부 적용한다는 것이 Level I 신뢰도 설계법의 특징이다.

이러한 Level I 설계기준은 보다 높은 수준의 신뢰도 설계와 근사적으로 등가적인 설계가 되도록 상위 Level 신뢰도 설계와의 차이를 최소화하는 최적화기법에 의해 보정할 수 있다.

다음으로 Level II 신뢰도 설계법은 Level I의 방법을 현실적으로 개선한 설계법이라 할 수 있다.

표 2.7 구조물의 신뢰도해석 및 설계방법

구 분	해석 및 설계
Level I (하중-저항 계수법)	<p>구조물이 한계상태를 넘는 확률이 허용치 이하가 되도록 각 변수의 변동계수를 고려한 특성치와 안전율에 따라 안정성을 검토함.</p> <p>치명적인 위험성을 가진 구조물을 설계할 위험을 감소시키는 것이 가능한 설계방법으로 이미 각종 설계 Code로써 도입되어 있는 방법임.</p> <p>국제표준화기구(ISO)에 제정된 구조물의 설계법의 기본으로서 Level I의 설계법이 확립되어 있음.</p>
Level II (2차모멘트법)	<p>구조물의 확률분포를 데이터 통계분석에 기초하여 적절한 분포로 가정한 후, 저항 및 하중의 평균치와 표준편차로부터 산출되는 안정성 지표인 신뢰도지수를 산정 및 검토함.</p>
Level III (전확률분포법)	<p>구조물의 파손에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합 확률밀도함수를 이용하여 파괴확률을 정확하게 산정하는 방법. 일반적으로 파괴확률을 구하기 위해서는 파괴영역에 대한 결합 확률밀도함수의 적분이 필요하나 이는 수치적으로 산정하기가 매우 어려움으로 시뮬레이션 기법이 많이 사용됨.</p>
Level IV (총 기대비용 최소화법)	<p>Levels I~III 방법에 의한 구조물의 파괴확률과 구조물의 파괴 시 발생하는 비용을 고려하여 구조물의 중요도에 따른 성능기준 설계가 가능함.</p> <p>일반적으로 Level IV 방법은 파괴확률을 일반 설계조건 이외에 추가적인 제약조건으로 고려하고, 공사비용을 최소화하는 설계를 유도하는 방법으로 알려져 있음.</p> <p>최근에는 공용 중 성능저하 및 하중의 발생확률을 고려한 파괴 확률을 구하고, 파괴발생 시에 소요되는 기대비용에 따른 총 생애주기비용을 최소화하는 최적설계가 이루어지고 있음.</p>

Level I의 고전적 신뢰도이론은 확률변수의 확률분포를 산정하여 수치적으로 구조물의 파괴확률을 산정하는 방법이다. 이러한 파괴확률은 계산은 매우 복잡하고 실제 구조물의 설계에서는 변수의 확률분포에 대한 파라미터들을 알 수 없는 경우가 대부분이므로 실질적으로 적용이 불가능하므로 확률이론을 개선하여 발전한 것이 Level II의 신뢰도 설계법이다.

Level II의 신뢰도 설계법은 확률변수의 통계량 중 평균(1차 모멘트)과 분산(2차 모멘트)을 이용하여 파괴확률의 간접지표인 신뢰도지수를 근사적으로 산정하는 방법이며 2차 모멘트법이라고도 한다. 또한 변수들의 확률밀도함수를 직접적으로 사용하지 않고 각 변수들의 불확실성을 고려할 수 있는 방법으로 Level II의 신뢰도 설계법은 크게 두 가지로 구분할 수 있는데 첫째는 신뢰도함수를 전개할 때 확률변수의 평균치를 고려하는 MFOSM(Mean First Order Second Moment)방법과 둘째는 파괴면상의 설계점을 고려하는 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)방법이 있다.

Level III의 신뢰도 설계법은 결합밀도함수를 모사하여 파괴확률을 추정한다. 모든 하중과 저항인자들이 각각의 서로 다른 밀도함수를 갖는다고 가정하고 파괴확률의 계산에 정규분포의 가정이 포함되지 않는다.

따라서 무작위로 변동하는 하중과 저항인자들의 불확실성을 모사하기 위하여 일반적으로 MCS(Monte Carlo Simulation)방법을 사용한다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰도(P_r)는 파괴확률(P_f)과 보유확률($1 - P_r$)의 관계에 있다.

Level III의 신뢰도 설계법에서는 구조물의 파괴확률(P_f)을 난수발생절차를 이용한 MCS에 의한 신뢰도해석으로 구할 수 있다. 그러나 MCS의 단점은 분포에서 자료를 추출하여 표본 집단을 구성할 경우, 임의 추출이므로 자료의 수가 적으면 한쪽으로 치우치는 경향이 있다. 따라서 분포에서 고르게 자료를 추출하고자 할 때에는 자료추출 개수가 많아야 한다. 하지만 자료개수가 많아 계산량이 증가한다는 단점이 있다.

MCS에 의한 신뢰도해석 시 계산시간이 증가하는 단점을 보완하기 위하여 도함수 미분 없이 계산시간을 단축하고 신뢰도를 증가시킬 수 있는 근사적 통계방법의 점추정법 신뢰도이론이 Rosenblueth(1975)에 의해 제안되었다.

Level IV방법은 총 기대비용 최소화방법으로써 시공 및 파괴 시 불확실한 상황에서 복구와 유지관리 등에 대하여 기대비용 및 이익의 경제성 분석 또는 사회·경제성 원리를 이용한 최적화 기법이다.

기대 생애주기비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화하여 사용할 수 있다. 안전성을 만족하면서 구조 수명 간 최소비용을 도모하여 구조물의 효율적인 최적설계를 실시하여야 한다.

MFOSM의 근사적 해석방법은 확률적인 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰도(P_r)는 파괴확률(P_f)과 보유확률의 관계($P_f = 1 - P_r$)를 갖는다.

구조물에 대한 작용외력(S)과 저항(R)이 무작위변수인 경우, 구조안전성 역시 무작위변수인 안전여유 $Z = R - S$ 로 표현되며, $Z \leq 0$ 일 때 안전성을 상실한 파손 또는 파괴상태가 된다. 즉, 구조부재는 저항(R)이 작용외력(S)보다 작을 때 파괴된다고 할 수 있으며 구조부재의 파괴확률(P_f)은 식 (2.18)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P[Z = g(R, S) \leq 0] = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) \quad (2.18)$$

여기서, $g(\cdot)$ 을 한계상태함수라고하며, 파괴확률은 한계상태의 초과확률과 동일하므로 파괴확률 P_f 를 한계상태확률이라고도 한다.

식 (2.18)에서 파괴확률은 개념적으로 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int \int f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.19)$$

여기서, D : 파괴영역

$f_{RS}(r, s)$: R, S 의 결합밀도함수

R 과 S 가 독립이고 $f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s)$ 일 경우에는 식 (2.20)과 같다.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(x)f_S(x) dx \quad (2.20)$$

그림 2.9는 작용외력과 저항의 차를 나타내는 안전여유율(Z)과 파괴확률(P_f)의 영역을 나타낸 것이다.

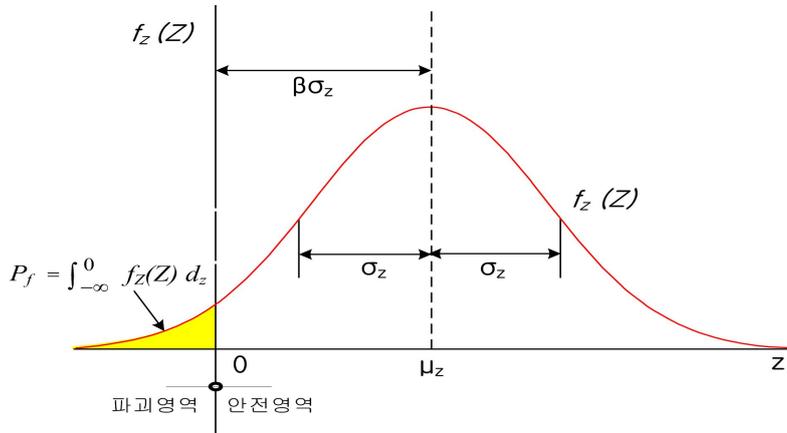


그림 2.9 파괴확률 P_f 의 분포(이재빈 등, 2013)

저항 R 과 작용외력 S 가 기본확률변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 비선형함수이면 한계상태함수 $g(R, S)$ 가 비선형이 되므로 이론적으로는 식 (2.20)에 의해 P_f 를 계산할 수 있으나 실제해석을 수행하는 데는 많은 어려움이 있다.

한계상태함수가 선형으로 표현되면 한계상태함수의 통계적 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 이용하여 다음과 같이 파괴확률(P_f)를 실용적으로 산정할 수 있다. 이 방법은 한계상태함수의 평균점에서 전개한 Taylor급수의 1차 항을 이용하여 MFOSM방법이라고 한다.

R 과 S 가 각각 평균 μ_R 과 μ_S , 분산 σ_R^2 과 σ_S^2 을 갖는 Gaussian random변수라고 하고 R 과 S 가 서로 독립인 경우 안전여유 $Z = R - S$ 는 식 (2.21), (2.22)과 같은 평균과 분산을 갖는다.

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \tag{2.21}$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \tag{2.22}$$

따라서 식 (2.23)은 다음과 같다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) = \phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (2.23)$$

여기서, $\phi(\cdot)$: 표준정규분포함수(평균=0, 분산=1)

식 (2.23)을 식 (2.24)에 대입하면 파괴확률은 다음과 같다.

$$P_f = \frac{-(\mu_R - \mu_S)}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}} = \phi(-\beta) \quad (2.24)$$

여기서, β 는 다음과 같이 정의되며 신뢰도지수라고 한다.

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.25)$$

작용외력(S)과 저항(R)의 분포도를 나타내면 그림 2.10과 같다.

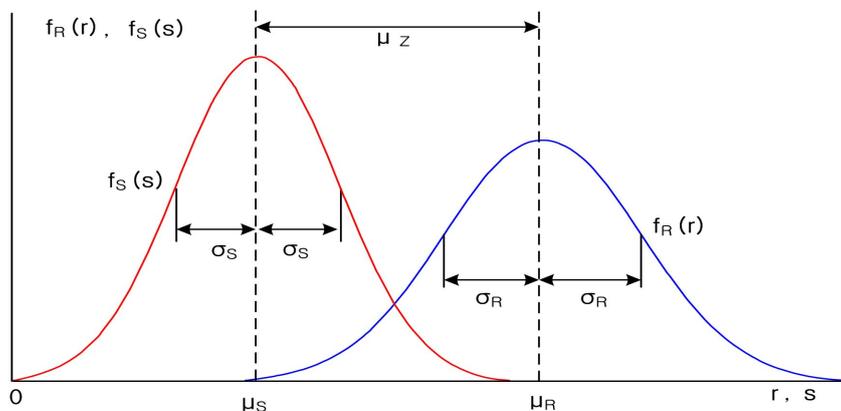


그림 2.10 S와 R의 분포(이재빈 등, 2013)

AFOSM방법은 기본변수(X_i)가 비정규분포인 경우에 결합밀도함수를 구하기가 어렵고 X_i 의 정확한 확률분포도 알 수 없는 경우가 많다. 또한 X_i 의 확률분포를 알아도 통계적 자료가 부족하여 모수의 결정이 어려운 경우가 많다.

X_i 의 확률분포 대신에 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 알고 기본변수를 Gaussian분포로 가정하여 파괴확률과 등가의 개념을 가진 신뢰도지수 [$\beta = -\phi^{-1}(P_f)$]를 사용하여 상대적인 구조신뢰도를 산정하는 방법을 2차 모멘트법이라고 한다.

AFOSM방법에서는 한계상태함수의 선형전개가 평균점에서 이루어지는 것이 아니라 파괴면 즉, $g(\cdot)=0$ 인 면상의 최확파괴면에서 이루어진다. 따라서 실제 비선형 한계상태면에서 보다 근접한 파괴확률을 산정할 수 있고 한계상태함수의 표현방정식에 따라 해가 달라지는 MFOSM의 문제점을 해결할 수 있다.

AFOSM방법은 Hasofer-Lind(1974)가 MFOSM방법의 문제점을 극복하고 Rackwitz-Fiessler(1978)가 등가정규분포 변환기법을 도입함으로써 비정규분포를 갖는 기본변수들의 비선형함수의 일반적인 한계상태함수까지 정확하고 일관성 있는 해를 구할 수 있는 실용적인 신뢰도 해석방법으로 발전하게 되었다.

Hasofer-Lind(1974)가 제안한 소위 AFOSM방법의 기본개념은 기본변수 $X=(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ 의 비선형함수인 한계상태함수의 파괴면 $g(X)=0$ 을 무상관정규화 표준변수 $U=(U_1, U_2, U_3, \dots, U_n)^T$ 의 공간으로 변환하고 표준변수의 함수로 표현된 $g(U)=0$ 인 한계상태표면에서 원점으로부터 최소거리를 신뢰도지수(β)로 정의한 것이며 그림 2.11은 두 개의 변수에 대한 신뢰도지수(β)를 그림으로 나타낸 것이다.

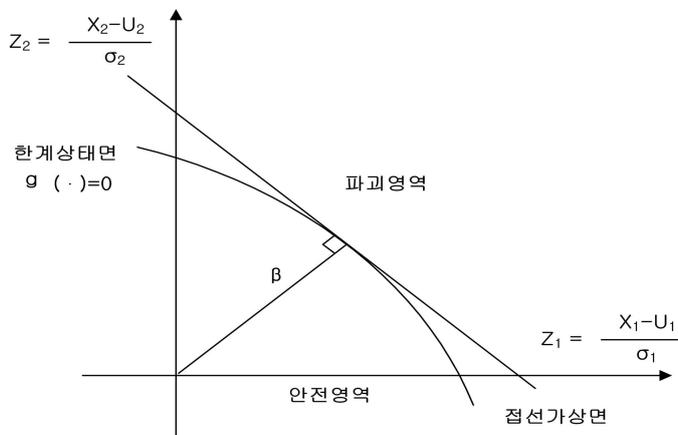


그림 2.11 표준화된 공간에서의 신뢰도지수 β (이재빈 등, 2013)

이때, U 공간으로의 변환을 표시하면 다음 식과 같다.

$$U = T[X - E(X)] \tag{2.26}$$

$$E(U) = 0 \tag{2.27}$$

$$C_U = TC_X T^T = I \tag{2.28}$$

- 여기서, C_X : X 의 공분산 매트릭스
- C_U : U 의 공분산 매트릭스
- $E(X)$: X 의 기대치
- $E(U)$: 무상관 표준화변수의 기대치
- I : 단위 매트릭스를 나타낸다.
- T : 변환 매트릭스

우선, 기본변수 X_i 사이에 상관계수가 없을 경우, 표준화변량 U_i 는 단순히 식 (2.29)와 같이 나타낼 수 있다.

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \tag{2.29}$$

여기서, U_i 의 평균(μ_{ui})은 0, 표준편차(σ_{ui})는 1을 나타낸다.

Hasofer-Lind(1974)의 신뢰도지수 β 는 표준화 공간 내에서 한계상태함수 $g(U) = 0$ 인 파괴 면까지 최소거리는 식 (2.30)과 같다.

$$\beta = \min (U^T U)^{1/2} \tag{2.30}$$

또는 등가적으로 기본변수 공간에서 식 (2.31)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta = [(x - E(X))^T C_X^{-1} (x - E(X))]^{1/2} \quad (2.30)$$

Shinozuka(1983)는 AFOSM 신뢰도해석에 의한 신뢰도지수 β 의 식 (2.29)는 근본적인 최적화 문제에 해당하며 Lagrange 승계수법에 의해 등가적으로 유도할 수 있다.

β 에 해당하는 설계점은 기본변수들을 정규변량으로 가정하였을 경우 최확파괴점의 위치가 되는 것을 확인할 수 있었다. 따라서 최확파괴점에서 한계상태방정식의 단위경사는 (-)방향이므로 각 좌표축에 대한 방향여현은 다음 식과 같다.

$$\alpha_i = - \frac{\partial g / \partial U_i}{[\sum (\partial g / \partial U_i)^2]^{(1/2)}} \quad (2.31)$$

$$U_i^* = - \alpha_i \beta \quad (2.32)$$

$$g(U_1^*, U_2^*, U_3^*, \dots, U_n^*) = 0 \quad (2.33)$$

대부분의 경우 실용적인 계산을 위하여 U 공간 대신에 X 공간에서 반복시행하면 다음 식과 같이 된다.

$$X_i^* = \mu x_i + U_i^* \sigma x_i = \mu x_i + \alpha_i \beta \sigma x_i \quad (2.34)$$

$$\alpha_i = - \frac{(\partial g / \partial X_i) a x_i}{[\sum (\partial g / \partial X_i)^2 a^2 x_i]^{(1/2)}} \quad (2.35)$$

$$g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (2.36)$$

무상관 정규화 표준변수(U)의 설계점 결정을 도해적으로 나타내면 그림 2.12와 같다.

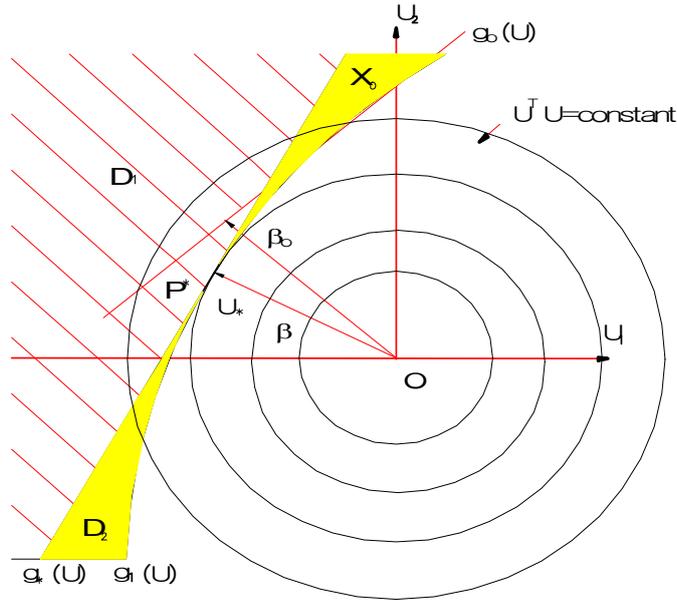


그림 2.12 U 의 성분들이 무상관일 때의 설계점 결정(소병춘, 1997)

Rackwitz-Fiessler(1978)방법은 Hasofer-Lind(1974)의 AFOSM방법에서 변수 X_i 가 정규분량이고 함수 $g(\cdot)$ 가 선형인 경우에는 정확한 해를 산정할 수 있으나 X_i 가 비정규분량이거나 $g(\cdot)$ 의 비선형이 심한 경우에는 근사해 조차도 구할 수 없는 경우가 있을 수 있다.

Rackwitz-Fiessler(1978)는 분포를 알고 있거나 근사적으로 가정할 수 있는 경우에 비정규분포 X_i 를 등가의 정규분포로 변환시켜 Hasofer-Lind(1974)의 AFOSM방법을 사용할 수 있도록 하는 등가정규분포변환법을 발표하였다.

Rackwitz-Fiessler(1978)의 등가정규분포변환법은 식 (2.37)에서 식 (2.38)을 사용하기 전에 최확과피점 X_i 에서의 비정규분포 $F_{x_i}(X_i^*)$ 값과 확률밀도함수 $f_{x_i}(X_i^*)$ 값이 표준정규확률밀도함수 $\phi(U_i^*)$ 값과 같게 되도록 비정규변수를 등가정규분포로 변환하여 평균 (μ_ξ^N) 과 표준편차 (σ_ξ^N) 를 구하도록 하는 것에 기초를 두고 있다. 즉, 한계상태함수가 비정규함수인 경우 평균은 다음 식 (2.37), 표준편차는 식 (2.38)으로 산정할 수 있다.

$$\mu_{\xi}^N = X_i^* - \phi^{-1}[F_{\xi}(X_i^*)]\sigma_{\xi}^N \quad (2.37)$$

$$\sigma_{\xi}^N = \frac{\phi[\phi^{-1}[F_{\xi}(X_i^*)]]}{f_{\xi}(X_i^*)} \quad (2.38)$$

전술한 방법을 이용한 AFOSM 반복시행 알고리즘에 대한 신뢰도 해석방법을 요약하면 표 2.8과 같다.

표 2.8 AFOSM법을 이용한 신뢰도 해석방법

구 분	해석 및 설계
1단계	고려하고자 하는 한계상태함수를 결정한다.
2단계	신뢰도지수 β 를 가정한다.
3단계	모든 i 에 대한 초기검사치 $X_i^* = X_i$ 를 설정한다.
4단계	위의 식 (2.37)과 식 (2.38)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포평균(μ_{ξ}^N)과 표준편차(σ_{ξ}^N)를 계산한다.
5단계	추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g / \partial X_i$ 를 계산한다.
6단계	단위구배벡터 α_i 를 계산한다. $\alpha_i = \frac{(\partial g / \partial X_i)\sigma_{\xi}^N}{\{[\sum(\partial g / \partial X_i)\sigma_{\xi}^N]^2\}^{(1/2)}}$
7단계	X_i^* 의 새로운 값을 계산한다. $X_i^* = \mu_{xi}^N - \alpha_i \beta \sigma_{xi}^N$ 그리고 α_i 가 수렴할 때까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.
8단계	고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*) = 0$ 에 대하여 β 를 계산한다. 연속적인 반복시행에 의해 β 의 차이가 허용한계 내에 만족할 때까지 단계 4~8을 반복 시행한다.

확률적 최적화 기준의 안전계수 ϕ , γ_i 를 보정하는데 사용되는 AFOSM 설계법의 알고리즘은 표 2.9와 같이 해석의 경우와 반대로 한다.

표 2.9 안전계수 보정방법

구 분	해석 및 설계
1단계	고려하고자 하는 한계상태를 정한다.
2단계	목표신뢰도지수 β_0 를 가정한다.
3단계	모든 i 에 대해 초기검사치 X_i^* 를 결정한다.
4단계	위의 식 (2.37)과 식 (2.38)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포 평균(μ_ξ^N)과 표준편차(σ_i^N)를 계산한다.
5단계	추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g/\partial X_i$ 를 계산한다.
6단계	단위구배벡터 α_i 를 계산한다. $\alpha_i = \frac{(\partial g/\partial X_i)\sigma_\xi^N}{\{[\sum (\partial g/\partial X_i)\sigma_\xi^N x_i]^2\}^{(1/2)}}$
7단계	X_i^* 의 새로운 값을 계산한다. $X_i^* = \mu_\xi^N - \alpha_i \beta \sigma_\xi^N$ 그리고 α_i 가 수렴할 때 까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.
8단계	고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*)=0$ 에 대하여 $\gamma_i = X_i^*/X_i$ 로부터 ϕ 및 γ_i 를 계산한다.

몬테카를로 추출법(MCS, Monte Carlo Simulation)은 시뮬레이션 기술의 일종으로써 구하고자 하는 수치의 확률적 분포를 반복 가능한 실험의 통계로부터 구하는 방법이다. 확률변수에 의거한 방법이므로 1949년 Metropolis Uram이 모나코의 유명한 도박의 도시 몬테카를로의 이름을 본떠 명명하였다.

구조물의 신뢰도란 내용기간 동안 설계목적상의 기능 및 안전성을 확보할 수 있는 능력을 말한다. 즉, 내용기간 동안 발생가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안전성을 확보할 수 있는 확률로서 정의할 수 있다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(P_r)은 파괴확률(P_f)과 보유확률($P_f =$

$1 - P_r$ 의 관계를 갖는다. 이론적으로 구조물의 파괴확률(P_f)은 난수발생절차를 이용한 몬테카를로 시뮬레이션(MCS, Monte Carlo Simulation)에 의한 신뢰도해석으로 신뢰도지수를 구할 수 있으며 MCS에 의한 난수발생절차는 그림 2.13과 같다.

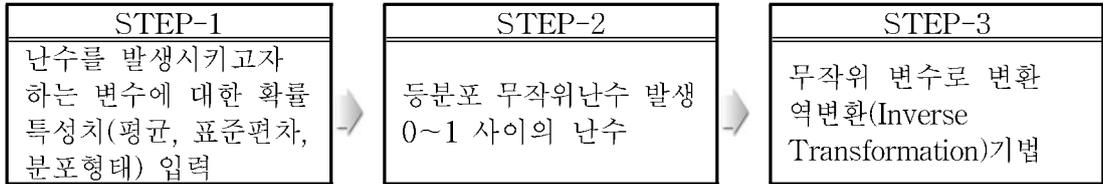


그림 2.13 MCS에 의한 난수발생절차

일반적으로 MCS는 다양한 신뢰도 해석기법 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관성있는 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 이론적으로 파괴확률은 그림 2.14와 같이 적분식으로 구할 수 있다.

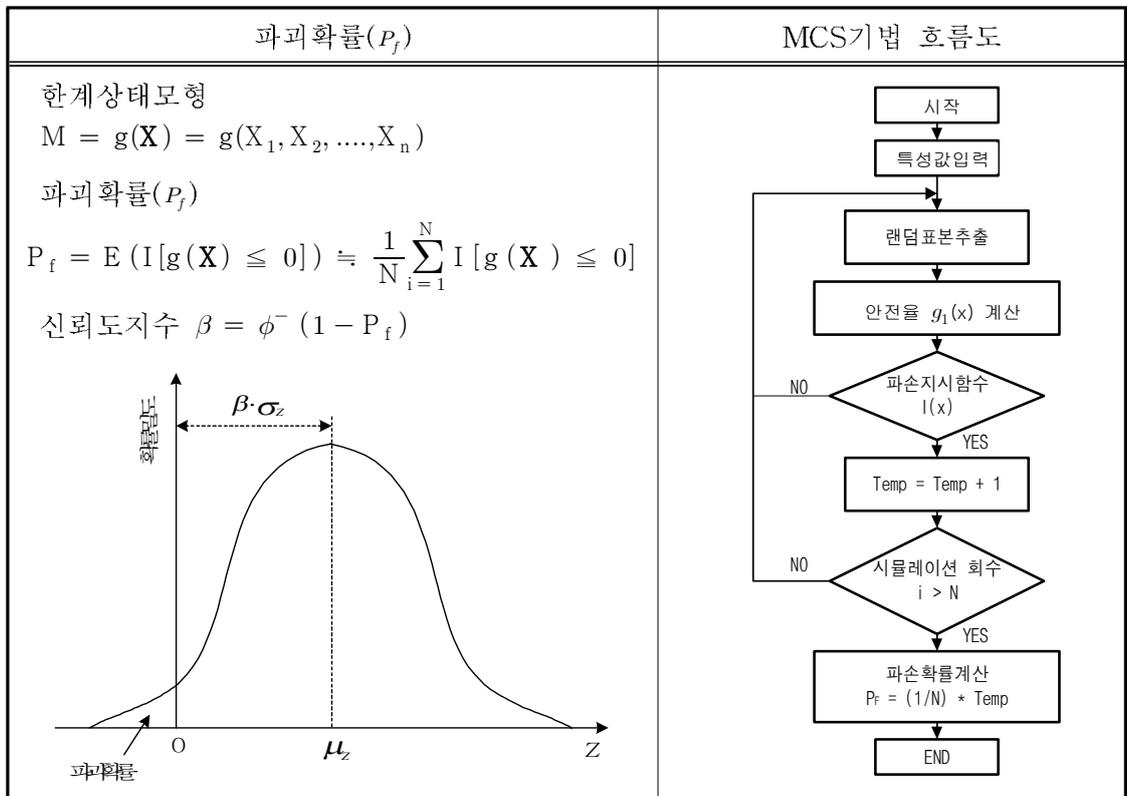


그림 2.14 MCS에 의한 파괴확률(P_f) 산정절차

이 때, 안전여유 $Z = R - Q$ 가 정규분포를 따른다고 가정한 경우의 신뢰도지수(β)와 파괴확률(P_f)의 관계는 표 2.10과 같다.

표 2.10 신뢰도지수(β)와 파괴확률(P_f)와의 관계

β	0	1	2	3	4	5
P_f	5.00e-01	1.59e-01	2.28e-02	1.35e-03	3.17e-05	2.87e-07

2.3 하중저항계수설계법 적용방안 및 개발절차

본 연구에서는 하중저항계수설계법을 이용하여 얇은기초의 지지력 산정에 대한 오차를 최소화하기 위하여 LRFD 교량설계기준 AASHTO(2014)의 근간이 되는 사례들을 검토하였다. 또한 지반공학에서 하중저항계수설계법을 이용한 설계기준 보정을 위해서는 반드시 신뢰도 이론을 중점적으로 고려하여야 한다. 신뢰도 이론을 고려하지 않을 경우 구조공학의 한계상태설계법과 동시에 사용할 수 없고 기존 허용응력설계법의 문제점이 발생할 것이다.

따라서 본 연구에서는 하중저항계수설계법의 적용방안을 다음과 같이 하였다.

2.3.1 데이터베이스 구축방법 및 극한지지력 판정

구조물 기초의 저항력에 대한 불확실성과 변동성은 해결되어야 할 가장 큰 문제점이나, 수학적으로 정량화하는 것이 매우 어렵기 때문에 통계학적 분석이 필요하다. 얇은기초 데이터베이스를 구축하기 위한 과정으로 극한지지력을 평가하기 위한 평판재하시험 자료 및 극한지지력 예측에 필요한 자료 수집을 실시하였다.

본 연구에서는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구목적의 보고서, 학위논문, 논문집 등의 다양한 형태의 자료를 검토·수집하여 지반의 종류와 기초의 시공방법 및 재료로 분류하여 22개 자료를 수집하였다.

얇은기초에서 지지력을 판정하기 위해서는 극한지지력을 예측하기 위한 데이터가 필요하며 평판재하시험 결과를 이용하는 경우에는 재하하중이 항복하중 이상인 데이터 값 중에서 저항의 불확실성을 평가할 수 있어야 한다.

기존 선행연구 자료 중 LRFD 설계법에 의한 실측자료와 저항편향계수 산정 단계의 신뢰도 있는 자료 확보에 어려움이 있었다. 특히 구축단계에서 재하시험을 통하여 항복하중 또는 극한하중을 추정하기 어렵고 하중-침하량 곡선이 불규칙하고 지반 물성치가 포함되지 않은 것은 데이터베이스 구축 시 제외하였다.

신뢰도 해석의 저항편향계수 적용은 실측 및 예측저항력 값이 너무 크거나 작아서 큰 오차를 보이는 데이터는 제외하였고 확률분포에 부적합한 꼬리부분의 데이터도 제외하였다. 또한 검증법을 통하여 로그정규분포에 적합하지 않은 데이터를 비정상 값으로 보고 실측데이터를 제거하는 방법으로 분석하였다.

본 연구에서는 표 2.11과 같이 기존연구 자료와 다음 표 2.12의 광주 및 전라남도 지역의 자료를 이용하여 신뢰도 높은 저항계수를 확보하기 위한 분석을 실시하였다.

표 2.11 기존연구 사질토지반 지반특성자료(김동건, 2014)

No	지역	지반	기초폭 (m)	길이 (m)	재하판 크기 (cm)	c (kPa)	ϕ	단위중량 (kN/m ³)
1	강원	사질토	1.2	3.0	45	18.53	35.08	18.52
2	강원	사질토	2.5	2.5	30	22.65	33.92	18.59
3	강원	사질토	4.2	4.2	45	20.52	33.02	23.56
4	서울	사질토	1.5	1.5	30	21.75	35.63	18.61
5	서울	사질토	1.5	3.7	45	17.03	40.04	18.7
6	서울	사질토	2.4	2.4	30	18.07	34.02	22
7	경기	사질토	2.2	3.2	30	19.08	37.14	15.28
8	경기	사질토	2.0	5.0	30	19.04	37.13	15.83
9	경기	사질토	2.8	2.8	45	19.85	35.04	18.73
10	경북	사질토	2.0	2.0	30	23.43	36.01	16.7
11	경북	사질토	1.8	3.6	30	18.02	32.01	22
12	경북	사질토	4.5	4.5	30	18.08	32.04	22

표 2.12 광주 및 전라남도지역 사질토지반 지반특성자료

No	조사 지역	지반	기초폭 (m)	길이 (m)	재하판 크기 (cm)	c (kPa)	ϕ	단위중량 (kN/m ³)
1	수완	사질토	10.27	38.24	30	0	30	18.6
2	첨단	퇴적층	12.10	19.30	30	0	29	19.5
3	화정	사질토	3.22	3.21	30	0	29	18.4
4	효천	사질토	11.30	46.55	30	5	31	18.8
5	운암	사질토	9.02	31.66	45	0	35	18.2
6	나주	사질토	10.75	42.50	45	0	37	17.9
7	순천	사질토	1.21	3.52	45	0	30	16.3
8	여수	사질토	10.84	46.16	30	5	29	19.3
9	영광	사질토	4.32	9.04	30	20	35	18.7
10	해남	사질토	32.74	32.71	30	10	35	19.6

얕은기초에서 극한지지력은 재하시험 등으로부터 얻어진 하중-침하량 곡선을 분석하여 판정한다. 신뢰도 있는 자료 확보를 위해서는 시험을 실시하여야 하나 대체적으로 실시되지 못하는 실정이다.

얕은기초의 하중-침하량 곡선을 분석하는 다양한 극한지지력 판정법이 있으나 본 연구에서는 국내에서 일반적으로 사용되는 극한지지력법을 적용하였다. 또한 하중-침하량의 상관관계를 분석하고자 SPSS 통계분석 프로그램을 활용하여 비선형회귀분석법으로 극한지지력을 판정하였다.

2.3.2 목표신뢰도지수의 결정 및 한계상태설계법 개발절차

저항계수를 보정하기 위해서는 기초에 대한 신뢰도 평가기준, 허용과괴확률, 목표과괴확률, 목표신뢰도지수 등의 다양한 요소를 고려하여야 한다.

과거의 목표신뢰도지수는 주로 파괴사례조사 및 허용응력설계법에서 적용된 안전율을 이용한 보정을 통한 결과로써 허용과괴확률의 개념으로 적용되었으나 현재의 목표신뢰도지수는 기존연구자료 분석, 허용응력설계법이 적용된 구조물 중 안정성이 확보된 기초의 신뢰도지수 평가, 안정성, 시공성 등을 고려하여 적용한다.

신뢰도 이론은 과거 지반의 불확실성 때문에 적용되지 않고 탄성재료에 적용하여 발달하였고 말뚝에 적용할 경우에는 균말뚝 효과 같은 여유성을 고려하여 기존에 제안된 목표신뢰도지수를 보정하였다. 또한 한계상태설계법에 적용하기 위하여 목표과괴확률 또는 목표신뢰도지수를 결정하기 시작하였다.

본 연구에서도 얇은기초의 신뢰도 수준을 일계신뢰도분석법 및 몬테카를로 시뮬레이션을 통하여 신뢰도해석을 실시하고 기존연구자료 분석을 통하여 목표신뢰도지수를 제안하였다. 한계상태설계법을 적용하는 절차는 기존연구자료 분석을 통하여 얇은기초에 대한 LRFD를 다음과 같이 제안하였다.

평판재하시험 사례들로부터 하중-침하량 데이터와 원지반의 지반특성치를 수집한 후 하중-침하량 데이터는 Two-Slope 분석법 및 비선형회귀분석을 이용하여 극한지지력을 판정하여 실측저항 값으로 산정한다. 이것은 예측 극한지지력 값과 실측 극한지지력 값의 비로 정의되는 저항편향계수 및 변동계수를 산정하는 것을 의미한다.

얇은기초에 대한 지지력 이론식에 따라 한계상태함수를 정의하고 다음 그림 2.15와 같이 기존연구자료 및 수집한 자료를 이용하여 통계학적 분석결과를 확률변수의 특성 값으로 산정한다. 또한 얇은기초에 대한 국내 적용사례를 조사하고 신뢰도해석을 수행하여 신뢰도 수준을 평가한다.

목표신뢰도지수는 신뢰도해석에 의한 신뢰도수준과 기존연구 자료 조사 및 허용과괴확률을 고려하여 산정한다. 또한 저항편향계수와 변동계수, 목표신뢰도지수, 하중계수, 하중비를 이용하여 신뢰도이론을 기반으로 저항계수를 보정하고 적합한 하중저항계수를 제안하고자 한다.

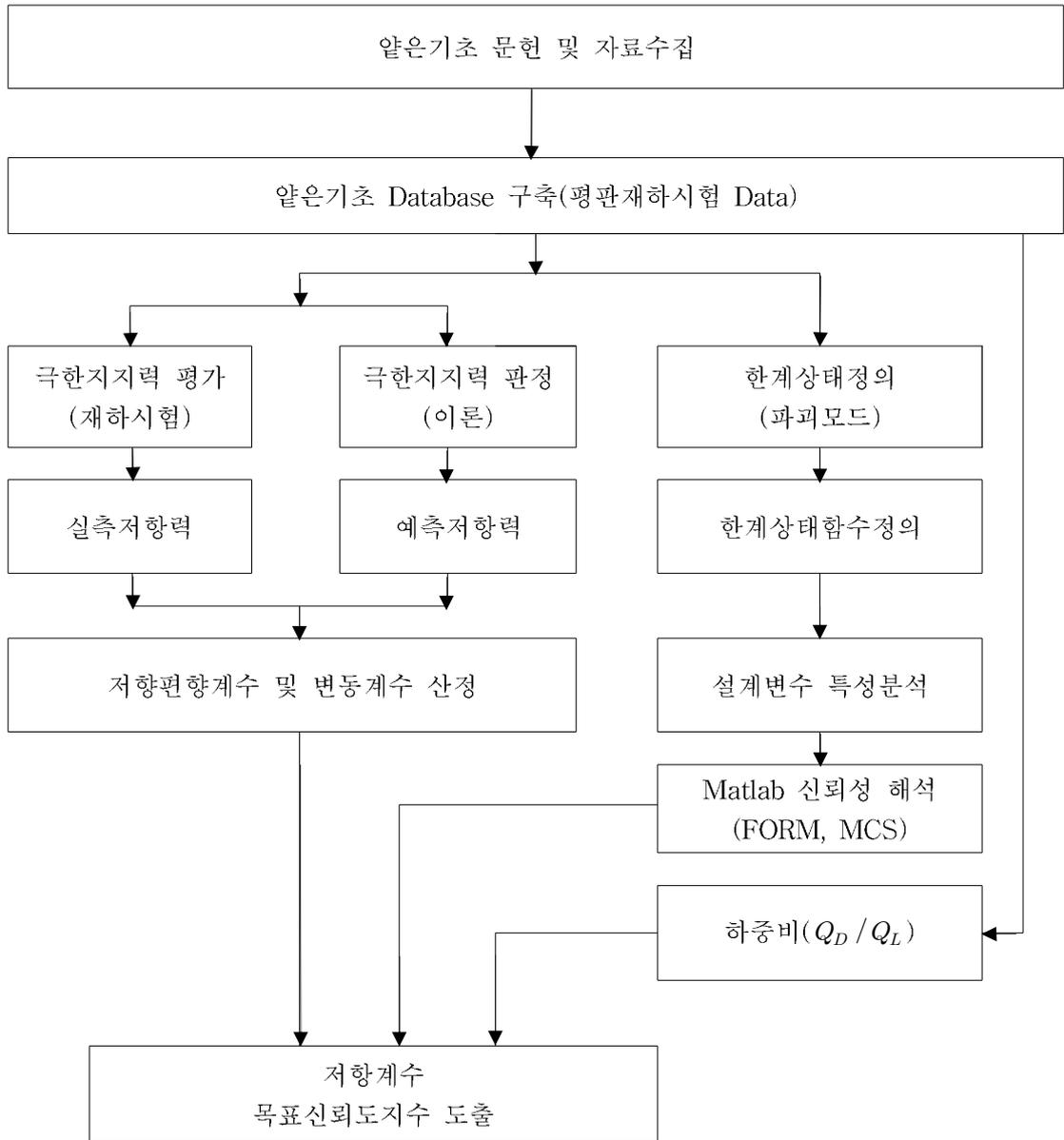


그림 2.15 저항계수 및 목표신뢰도지수 개발절차

2.3.3 평판재하시험 시험방법 및 극한지지력 평가

평판재하시험은 현장에서 강성의 재하판으로 하중을 가하여 하중과 변위의 관계에서 기초지반의 지지력이나 지반계수 또는 노상, 노반의 지반계수를 구하기 위하여 수행하는 시험이다. 또한 기초지반이 비교적 단순한 지층구조를 가지고 있거나 성토지반과 같이 균질한 지반에서 기초의 지지력 및 침하량 산정을 위한 자료를 얻기 위한 가장 신뢰도 있는 시험 방법이다.

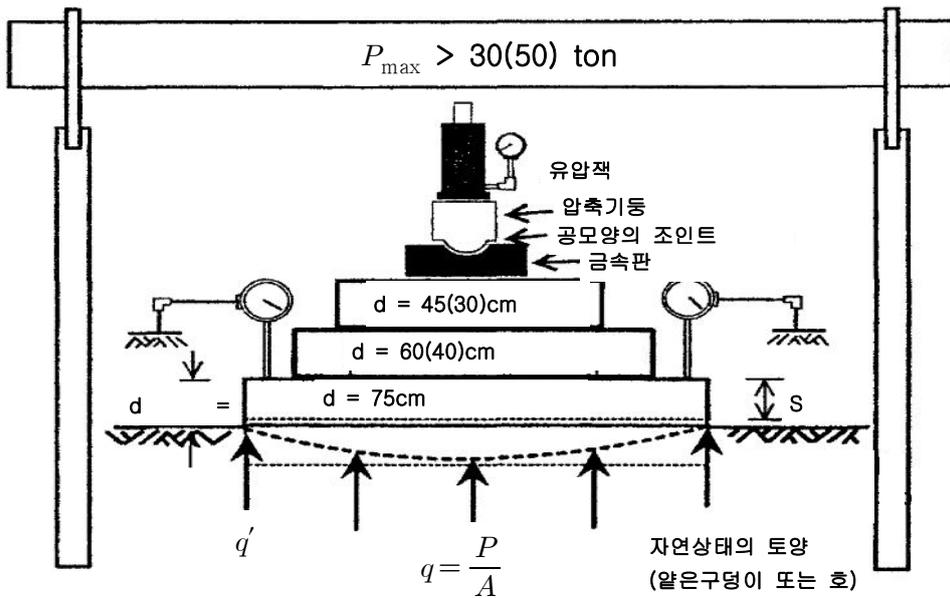


그림 2.16 평판재하시험 장치(신방웅, 2003)

재하판에 하중을 가하는 방법으로는 등시차재하법(Constant load and time interval method)과 등침하율재하법(Constant load and settlement rate method)이 있다. 등시차재하법은 단계적으로 일정한 압력을 가하고 일정시간이 지나면 다음 단계의 하중을 가하며 1회의 재하압력은 98kPa 이하 또는 지지력의 1/5이하를 재하한다. 등침하율재하법은 일정하중을 재하 한 후에 침하율이 일정한 값에 도달하거나 거의 정지상태가 될 때까지 기다렸다가 다음 단계의 하중을 가하는 방법이며 1단계 하중의 지속시간은 최소 15분이며 침하속도가 0.01mm/15min 이하이고 지속시간이 2시간일 때를 기준으로 한다.

시험방법은 그림 다음 그림 2.16과 같이 먼저 기초저면까지 굴착하고 재하판위에 재하대를 설치하고 그 위에 중량물을 적재하는 방법과 Jack을 이용하여 중량물 또는 말뚝 등의 반력을 이용하여 하중을 가하는 방식이 있으며 그때의 침하량을 다이얼게이지로 측정하여 허용지지력을 판정하는 시험이다. Jack을 사용하는 시험방법의 경우에는 재하판을 설치하고 반력장치와 재하판중심선 위에 Jack과 기둥이 설치되도록 유의해야 한다. 시험 전에 재하판을 지반에 밀착하기 위하여 약간의 압력을 재하판에 재하한 후에 다이얼 게이지를 영점으로 맞추어야 한다.

시험시간 간격은 보통 1시간 이내로 하며 각 단계의 하중재하시간은 일정하여야 하고 침하가 종료되거나 침하속도가 일정해지는 데 충분한 시간이어야 한다. 침하량 측정은 재하직전과 직후 및 하중이 일정하게 유지되는 동일한 시간 간격으로 6회 이상 측정한다.

시험 종료는 파괴하중에 도달하거나 (하중증분/침하량)값이 최소이고 일정해질 때 종료하거나 재하판 직경의 10%의 침하가 발생하였 때, 침하량이 25mm 이상이 되었을 때, 작용하중이 허용압력의 3배 이상이 되었을 때 종료한다.

극한지지력을 판정하는 NCHRP Report 507(Paikowsky 등, 2004), Report 651(Paikowsky 등, 2010)에서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 방법으로 재하시험 데이터를 이용하였다. 앞은기초에서는 Minimum-Slope 분석법(Vesic, 1963), 0.1B 침하량 분석법(Vesic, 1975), logP-logS 분석법(Debeer, 1970), Two-Slope 분석법 등을 이용하여 극한지지력을 분석하였다.

이에 따라 본 연구에서는 지반조사 결과를 토대로 지반정수 등을 추정하여 불확실성을 제거하고자 평판재하시험을 통하여 극한지지력을 분석하였다. 또한 극한지지력을 결정하기 위해 NCHRP Report 651(Paikowsky 등, 2010), Minimum-Slope 분석법, logP-logS 분석법, Two-Slope 분석법, 0.1B 침하량 분석법을 적용하였다. 또한 실측 극한지지력을 산정하기 위하여 SPSS 통계 분석프로그램을 이용하여 비선형회귀분석을 실시하고 실측값과 가장 유사한 극한지지력 선정법을 적용하여 저항편향계수를 산정하였다.

(1) logP-logS 분석법

평판재하시험으로부터 얻어지는 하중-침하량 데이터를 그림 2.17과 같이 양대수 눈금 축에 표시하고, 각점을 연결하여 얻어지는 선에서 변곡점의 하중을 항복지지력으로 판정하고 항복지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하였다.

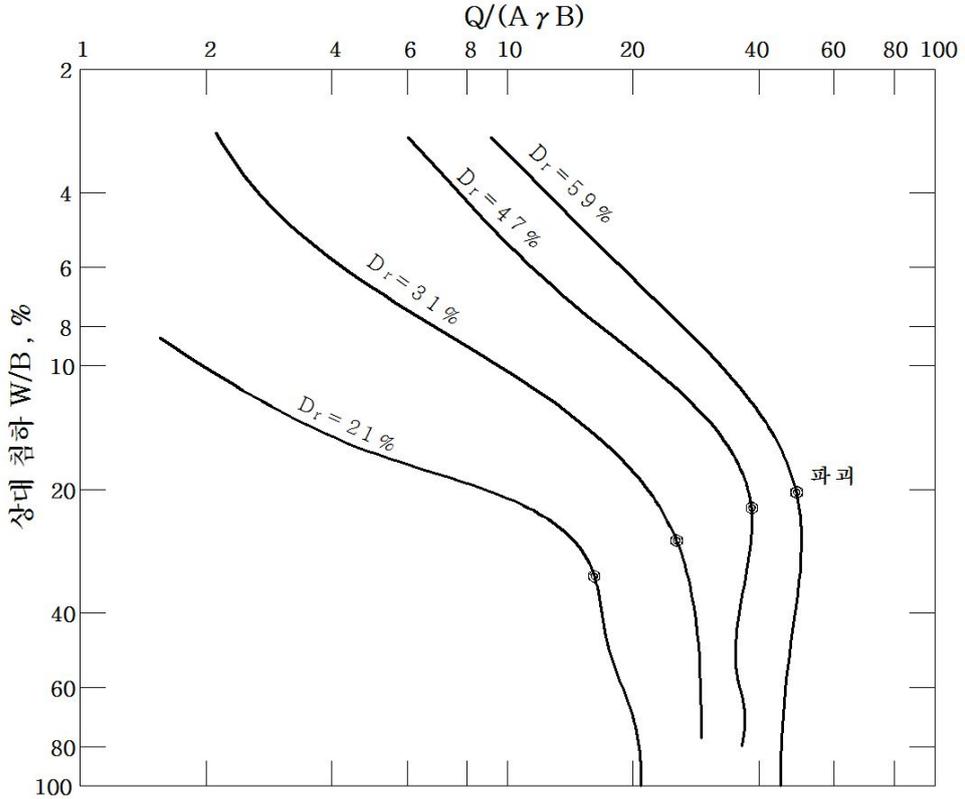


그림 2.17 logP-logS 분석법

(2) Two-Slope 분석법

다음 그림 2.18과 같이 하중-침하 곡선에서 점근선이 교차하는 점을 파괴점으로 정의하는 분석법이다. 본 분석법을 사용하는 경우 파괴하중의 범위를 해석할 수 있고 파괴구간의 평균값을 극한지지력으로 산정한다.

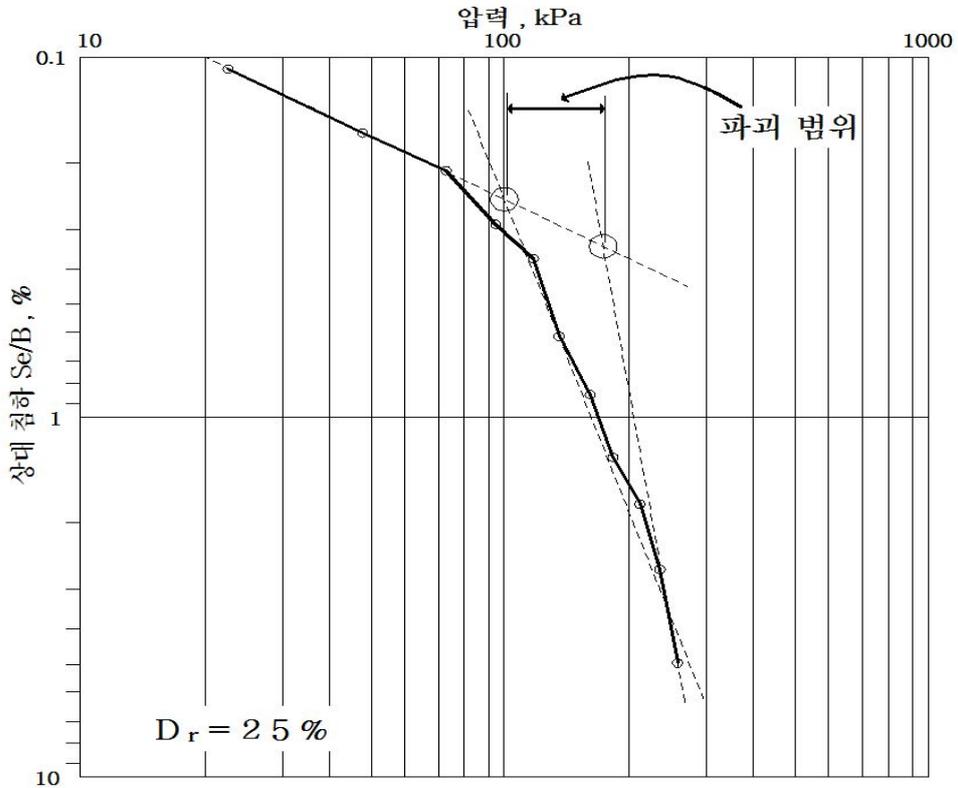


그림 2.18 Two-Slope 분석법

(3) Minimum - Slope 분석법

최소경사분석법은 하중을 기초의 면적과 기초의 폭, 기초지반의 단위중량으로 나눈 값 및 침하량을 기초의 폭으로 나눈 값을 다음 그림 2.19와 같이 양대수 축에 나타내고 곡선이 침하량 축과 수평이 되기 시작할 때의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다.

하중-침하량 곡선의 기울기가 처음 0이 되는 점 또는 기울기의 변화가 없는 시점의 최소값의 하중을 항복하중으로 정의하고 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 판정한다.

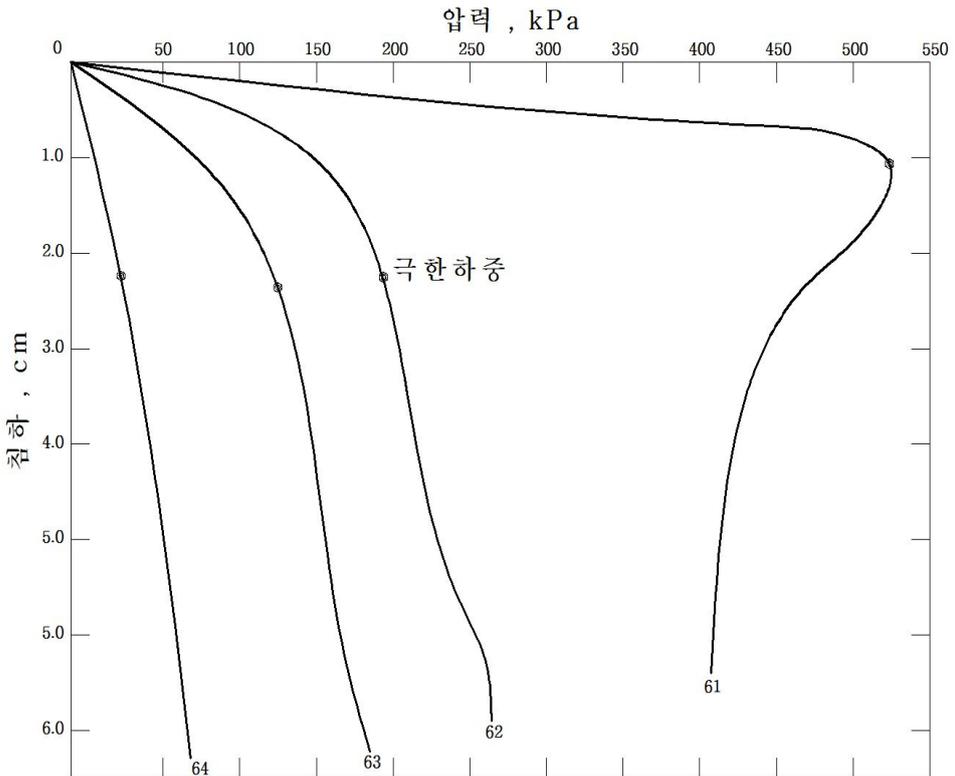


그림 2.19 Minimum-Slope 분석법

(4) 0.1B 침하량 분석법

재하시험의 하중-침하량 곡선에서 그림 2.20과 같이 기초폭 10%만큼 침하되었을 때 대응되는 하중을 항복지지력으로 판정하고 항복지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정한다.

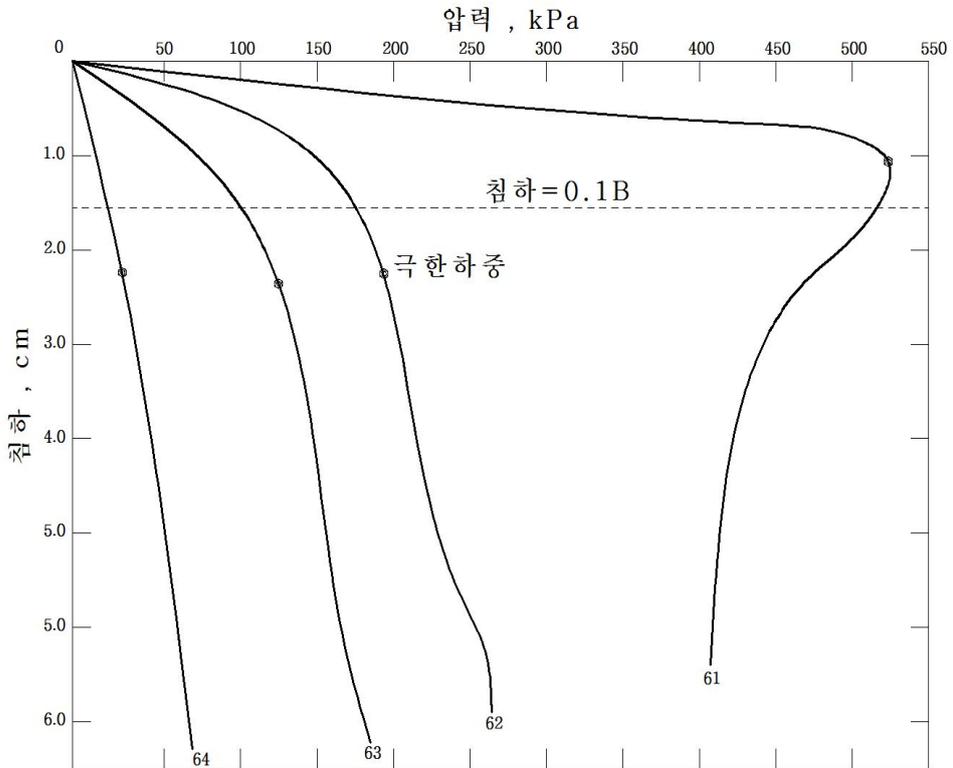


그림 2.20 0.1B 침하량 분석법

비선형회귀모델분석에서 실측 극한지지력 산정을 위하여 기존 극한지지력 산정법을 적용할 경우 다수의 변곡점이 나타나거나 변곡점을 구분하기 어려운 문제점이 발생하였다. 따라서 문제점을 해결하고자 비선형회귀분석을 실시하여 극한지지력을 판정하였다. 회귀분석의 모형식은 생산-밀도모형, 점근적 회귀모형, S자 형태의 성장곡선 모형이 있는데 각 형태의 적합성이 경우에 따라 다르기 때문에 본 연구에서는 비선형회귀모형을 선택하였다.

지반공학 분야에서는 Kondner(1963)의 연구에서 생산-밀도 회귀모형 중 포물선의 성격을 가지는 쌍곡선 회귀방정식을 점토의 삼축압축시험 결과에 적용하여 응력-변형률의 관계를 이용한 것을 알 수 있다. 또한 Chin(1971)은 본 이론을 말뚝에 적용하여 쌍곡선 형태의 하중-침하량 곡선에서 하중을 종속변수 및 침하량을 독립변수로 하는 식 (2.39)를 제안하였다.

$$q = \frac{\Delta}{a + b\Delta} \quad (2.39)$$

- 여기서, q : 얽은기초 지반에 재하된 하중
- Δ : 침하량
- a, b : 회귀분석에 의해 결정되는 회귀계수

점근적 회귀모형은 $q = a - (b * c^\Delta)$ 와 같은 기본 회귀방정식으로 화학비료실험 및 어류의 나이와 길이에 관한 연구에서 주로 적용되었으며 선형 근사화에 가장 가까운 최소제곱추정치를 산정하기 위하여 식 (2.40), (2.41)과 같은 지수함수형태의 회귀방정식을 자주 이용하고 있다.

$$q = a[(1 - \exp(-b\Delta)) + c[(1 - \exp(-d\Delta))] \quad (2.40)$$

$$q = a[1 - \exp(-b\Delta)] + c \left[1 - \frac{1}{1 + c(d\Delta)} \right] \quad (2.41)$$

- 여기서, a, b, c, d, e : 비선형회귀분석으로부터 결정되는 회귀계수

S자 형태의 성장곡선 모형은 하중-침하량 곡선이 변곡점에 도달할 때까지 단조적으로 하중이 증가하고 극한하중에 접근적으로 도달하는 동안 침하량이 증가하는 S자 곡선에 대한 이론적 배경으로 제안되었으며 식 (2.42)와 같은 Weibull 분포(Weibull, 1951)로부터 유도된 모형이 대표적이다.

$$q = a [1 - \exp(-b\Delta^e)] \quad (2.42)$$

극한지지력 평가는 표 2.13과 같이 기존문헌 자료와 광주 및 전남지역 데이터를 합산하여 각 분석법 별로 극한지지력을 분석한 결과 모두 유사한 값을 나타냈다. 전반적으로 0.1B 침하량 분석법과 Minimum-Slope 분석법으로 평가한 값이 큰 지지력을 나타내는 경향을 확인하였다.

표 2.13 기존문헌 재하시험 결과(김동건, 2014)

(단위:kN/m²)

No	0.1B 침하량 분석법	Minimum -Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법	비선형 회귀분석
1	85.384	93.205	85.458	94.894	92.207
2	242.715	305.771	205.836	453.441	252.72
3	529.657	471.504	228.834	203.949	273.64
4	121.406	182.600	98.067	98.067	102.33
5	231.535	264.289	289.415	272.597	276.84
6	480.035	462.776	229.890	257.941	241.67
7	135.258	130.958	103.349	92.982	111.25
8	478.172	556.626	443.119	559.140	476.35
9	782.566	675.980	370.986	351.380	401.63
10	365.004	480.428	277.026	472.629	295.32
11	522.596	500.728	191.214	240.725	201.62
12	941.697	956.051	776.627	687.161	750.16

비선형회귀분석을 수행한 결과와 산정된 극한지지력은 표 2.14, 표 2.15와 같다.

표 2.14 비선형회귀분석 결과

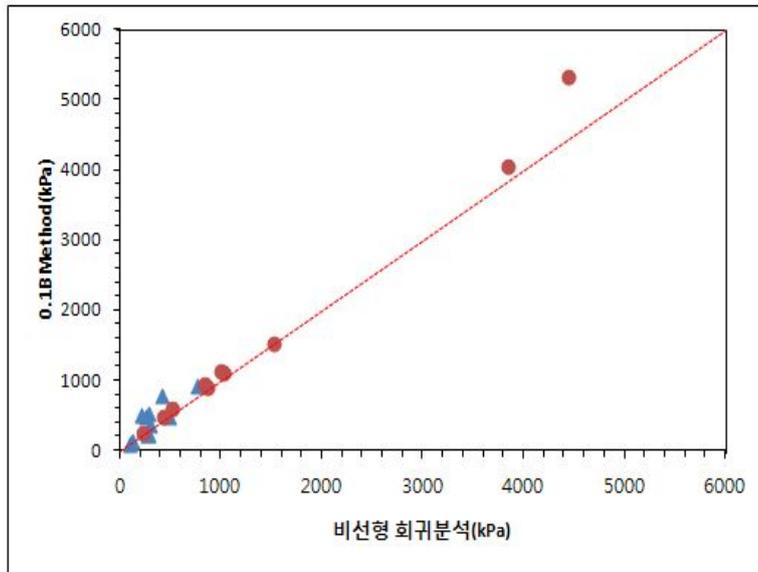
구분	회귀계수				Qult (kN/m ²)	결정 계수
	a	b	c	d		
NO.1	7.92E+01	4.98E-2	1.98E+1	1.23E-3	510.2	0.937
NO.2	6.42E+01	4.56E-3	2.77E-1	3.43E+2	421.2	0.985
NO.3	3.22E+01	3.23E-5	7.12E+1	2.53E-1	221.4	0.993
NO.4	9.92E+01	3.96E-1	5.54E+2	2.93E-1	1511.0	0.991
NO.5	8.92E+01	6.44E-3	2.54E+1	4.22E+1	824.3	0.991
NO.6	9.02E+01	9.62E-2	2.23E+2	2.59E-2	1011.2	0.993
NO.7	5.12E+01	8.89E-4	3.12E+1	4.12E-3	859.2	0.993
NO.8	5.12E+01	8.22E-2	8.54E+3	2.87E-2	986.9	0.995
NO.9	3.12E+01	3.76E-1	2.64E+3	5.66E-3	4434.8	0.992
NO.10	4.12E+01	2.89E-2	2.95E+1	2.21E-3	3825.5	0.992

표 2.15 광주 및 전남지역 재하시험 결과

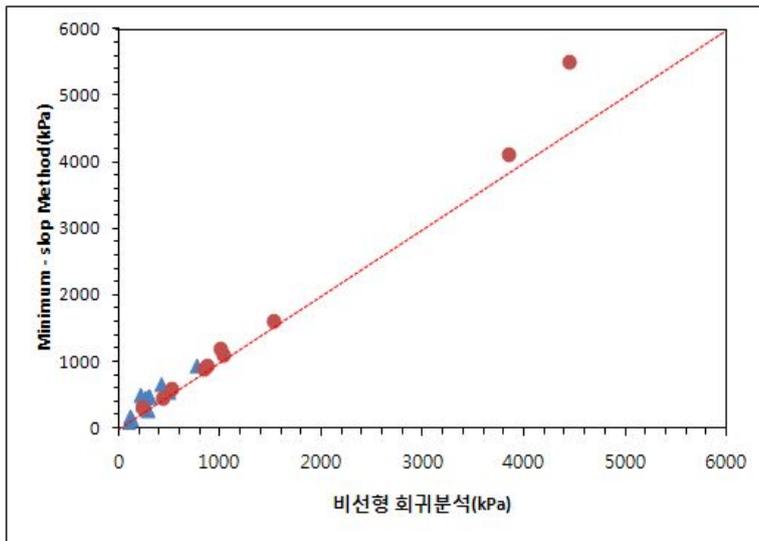
(단위:kN/m²)

No	0.1B 침하량 분석법	Minimum -Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법	비선형 회귀분석
1	610.2	590.2	532.3	502.2	510.2
2	490.3	460.5	432.0	321.0	421.2
3	253.7	320.4	210.3	223.2	221.4
4	1524.2	1611.0	1534.3	1422.0	1511.0
5	943.5	900.3	843.5	784.2	824.3
6	1102.4	1100.4	1000.4	990.4	1011.2
7	912.4	931.5	803.5	856.2	859.2
8	1134.5	1192.4	1001.4	913.3	986.9
9	5342.5	5521.6	4101.5	4379.1	4434.8
10	4062.6	4114.2	3014.5	3792.3	3825.5

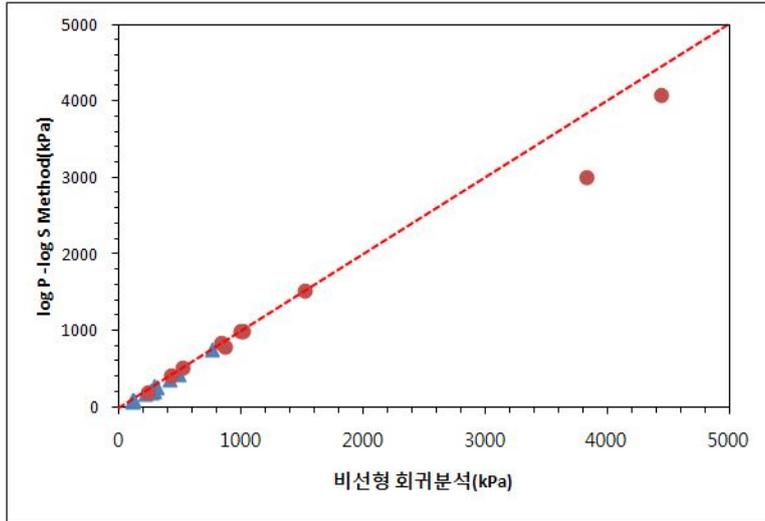
다음 그림 2.21과 같이 극한지지력 결과와 비선형회귀분석결과 Two-Slope 분석법이 극한지지력과 가장 유사한 경향을 보였다. 또한 선행 연구결과와 유사한 결과가 도출되어 신뢰도 있는 극한지지력으로 결정하였다.



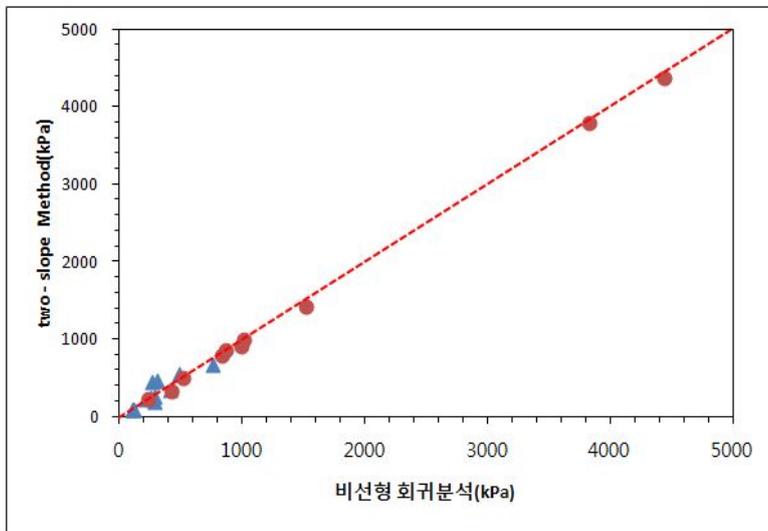
(a) 0.1B 침하량 분석법 결과와 회귀분석 결과 비교



(b) Minimum-Slope 분석법 결과와 회귀분석 결과 비교



(c) logP-logS 분석법 결과와 회귀분석 결과 비교



(d) Two-Slope 분석법 결과와 회귀분석 결과 비교

그림 2.21 이론식별 회귀분석 결과

다음 표 2.16, 2.17과 같이 이론식에 의한 극한지지력에서는 기존연구에서 제안하고 있는 Terzaghi(1943), Meyerhof(1951), Hansen(1970), Vesic(1973) 방법을 이용하여 분석하였다.

예측된 단위극한지지력은 Terzaghi(1943) 및 Meyerhof(1951)에서 큰 값으로 분석되었으며 Hansen(1970)의 제안식이 가장 보수적인 값으로 평가되었다.

표 2.16 이론식에 의한 단위극한지지력(김동건, 2014)

제안식	단위극한지지력(kPa)				
	최소값	최대값	평균	표준편차	변동계수
Terzaghi	30.55	416.82	228.44	132.93	0.58
Meyerhof	60.33	811.30	340.54	176.60	0.52
Hansen	25.62	413.18	204.00	136.83	0.67
Vesic	36.57	423.09	229.87	132.35	0.57

표 2.17 이론식에 의한 단위극한지지력(광주 및 전남지역)

No	단위극한지지력(kPa)			
	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic
1	840.8	807.4	492.6	591.1
2	632.1	700.2	201.0	298.8
3	239.3	299.5	209.0	225.3
4	1800.2	1695.9	1298.0	1408.3
5	1400.0	1359.6	632.5	780.4
6	1687.0	1633.0	821.6	977.6
7	408.6	531.1	860.0	867.4
8	1179.7	1072.6	782.8	877.0
9	4817.9	4628.0	4192.3	4257.1
10	6139.0	7788.3	3570.5	3977.1

제 3 장 저항편향계수의 통계특성

3.1 저항편향계수의 분석

본 연구에서는 광주 및 전남지역 자료를 이용하여 각 분석법 별로 지지력을 산정하였다. 또한 적용성이 높고 객관적 및 정량적 기준을 제시할 수 있는 얇은기초 재하시험 데이터를 이용하여 분석하였으나, 광주 및 전남지역의 목표신뢰도지수 또는 저항계수를 분석하기에는 미흡한 것으로 기존문헌 자료를 취합하여 분석하였다.

저항편향계수는 측정지지력과 설계지지력 비로 정의하며 지반의 공간적 불확실성과 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량적으로 나타내는 값이다(Goble, 1999).

저항편향계수의 평균값은 지지력에 대한 설계공식에서 내재된 보수성을 확인할 수 있는 값이며 평균값이 증가하면 설계식의 보수성이 증가하고 이에 따라 신뢰도지수가 증가하는 경향을 나타낸다. 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비로 정의되며 자료의 분산정도를 평가하는 값이다. 또한 저항편향계수의 변동계수가 작을수록 자료의 변동성이 감소하고 신뢰도지수가 증가한다(Paikowsky, 2004).

분석된 극한지지력과 설계 신뢰도 분석에 적용되는 통계분석의 신뢰성 있는 결과를 도출하기 위하여 일반적인 저항편향계수 범위 [평균 \pm ($2 \times$ 표준편차)]를 벗어난 값은 통계해석에서 제외하고 저항편향계수의 통계특성치를 산정하였다(Paikowsky, 2004).

광주 및 전남지역의 지지력 이론식별 저항편향계수는 $\lambda_r = 0.774 \sim 1.410$, 표준편차 = $0.060 \sim 0.505$, $COV_R = 0.060 \sim 0.556$ 로 산정되었다.

전체 자료에 대한 저항편향계수와 변동계수의 평균은 각각 $\lambda_r = 1.037$, $COV_R = 0.322$ 로 실제 극한지지력에 비해 과소평가 되는 경향을 확인하였다. 이에 대한 결과는 다음 표 3.1과 표 3.2에 정리하였다.

표 3.1 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균

	저항편향계수의 평균			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.970	1.006	0.840	0.837
Meyerhof	0.902	0.933	0.783	0.774
Hansen	1.382	1.410	1.200	1.149
Vesic	1.184	1.214	1.026	0.995

표 3.2 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균

	저항편향계수의 표준편차			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.473	0.505	0.418	0.466
Meyerhof	0.342	0.367	0.305	0.335
Hansen	0.394	0.343	0.368	0.176
Vesic	0.185	0.180	0.184	0.060

표 3.3 광주 및 전남지역 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균

	저항편향계수의 변동계수			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.487	0.501	0.497	0.556
Meyerhof	0.379	0.393	0.389	0.432
Hansen	0.285	0.243	0.306	0.153
Vesic	0.156	0.148	0.179	0.060

기존문헌의 지지력 이론식별 저항편향계수는 $\lambda_r = 1.022 \sim 1.702$, 표준편차 = 0.402 ~ 0.665, $COV_R = 0.379 \sim 0.501$ 로 산정되었고 전체자료에 대한 저항편향계수와 변동계수의 평균은 각각 $\lambda_r = 1.127$, $COV_R = 0.416$ 로 실제 극한지지력이 과소평가 되는 경향을 확인하였다.

표 3.4 기존문헌 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균(김동건, 2014)

	저항편향계수의 평균			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	1.384	1.073	1.398	1.087
Meyerhof	1.022	1.212	1.076	1.068
Hansen	1.548	1.315	1.702	1.312
Vesic	1.342	1.089	1.402	1.042

표 3.5 기존문헌 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균(김동건, 2014)

	저항편향계수의 표준편차			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.534	0.458	0.536	0.460
Meyerhof	0.402	0.513	0.431	0.446
Hansen	0.586	0.658	0.665	0.619
Vesic	0.543	0.488	0.553	0.438

표 3.6 기존문헌 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균(김동건, 2014)

	저항편향계수의 변동계수			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.386	0.427	0.384	0.424
Meyerhof	0.394	0.424	0.401	0.418
Hansen	0.379	0.501	0.391	0.472
Vesic	0.405	0.449	0.395	0.421

전체 자료를 분석한 결과, 지지력 이론식별 저항편향계수는 $\lambda_r = 0.921 \sim 1.465$, 표준편차 = $0.249 \sim 0.516$, $COV_R = 0.240 \sim 0.490$ 로 산정되었고 전체자료에 대한 광주 및 전남지역의 저항편향계수와 변동계수의 평균이 낮은 것을 확인하였다.

표 3.7 전체(기존문헌+광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균

	저항편향계수의 평균			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	1.177	1.039	1.119	0.962
Meyerhof	0.962	1.072	0.929	0.921
Hansen	1.465	1.362	1.451	1.230
Vesic	1.263	1.151	1.214	1.018

표 3.8 전체(기존문헌 + 광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 표준편차의 평균

	저항편향계수의 표준편차			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.503	0.481	0.477	0.463
Meyerhof	0.372	0.440	0.368	0.390
Hansen	0.490	0.500	0.516	0.397
Vesic	0.364	0.334	0.368	0.249

표 3.9 전체(기존문헌 + 광주 및 전남) 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균

	저항편향계수의 변동계수			
	0.1B 침하량 분석법	Minimum-Slope 분석법	logP-logS 분석법	Two-Slope 분석법
Terzaghi	0.436	0.464	0.440	0.490
Meyerhof	0.386	0.408	0.395	0.425
Hansen	0.332	0.372	0.348	0.312
Vesic	0.280	0.298	0.287	0.240

전체 자료를 분석한 결과는 아래와 같다.

0.1B 침하량 분석법으로 분석한 결과, 평균값이 0.962인 Meyerhof(1951) 공식이 가장 적합하였고 변동계수는 0.436으로 Terzaghi(1943) 지지력공식에서 가장 불확실성이 낮은 것을 확인하였다.

Minimum-Slope 분석법으로 분석한 결과, 평균값이 1.039인 Terzaghi(1943) 공식이 가장 적합하였고 변동계수는 0.464로 Terzaghi(1943) 지지력공식이 가장 불확실성이 낮은 것을 확인하였다.

logP-logS 분석법으로 분석한 결과, 평균값이 0.929인 Meyerhof(1951) 공식이 가장 적합하였고 변동계수는 0.440으로 Terzaghi(1943) 지지력공식에서 가장 불확실성이 낮은 것을 확인하였다.

Two-Slope 분석법으로 분석한 결과, 평균값이 0.921인 Meyerhof(1951) 공식이 가장 적합하였고 변동계수는 0.490으로 Terzaghi(1943) 지지력공식이 가장 불확실성이 낮은 것을 확인하였다.

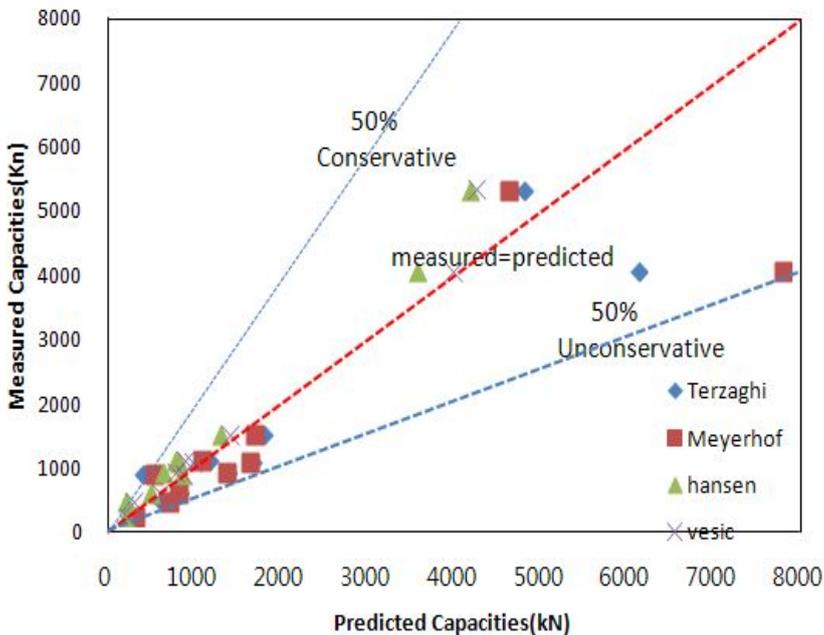
기존문헌 및 광주 및 전남지역의 평판재하시험에 의한 극한지지력을 산정하고 이론식과 비교하여 저항편향을 산정방법 별로 분석결과 Vesic(1973)의 방법을 적용하였을 경우 실측값에 비해 상대적으로 작은 예측 값을 나타내었다.

극한지지력 산정방법 별로 예측 이론식의 편향정도를 확인하였고 각 평가 방법에 따라 저항편향과 변동계수가 작게 나타난 이론식을 적용하여 저항계수를 보정 할 경우 불확실성을 최소화할 것으로 판단된다.

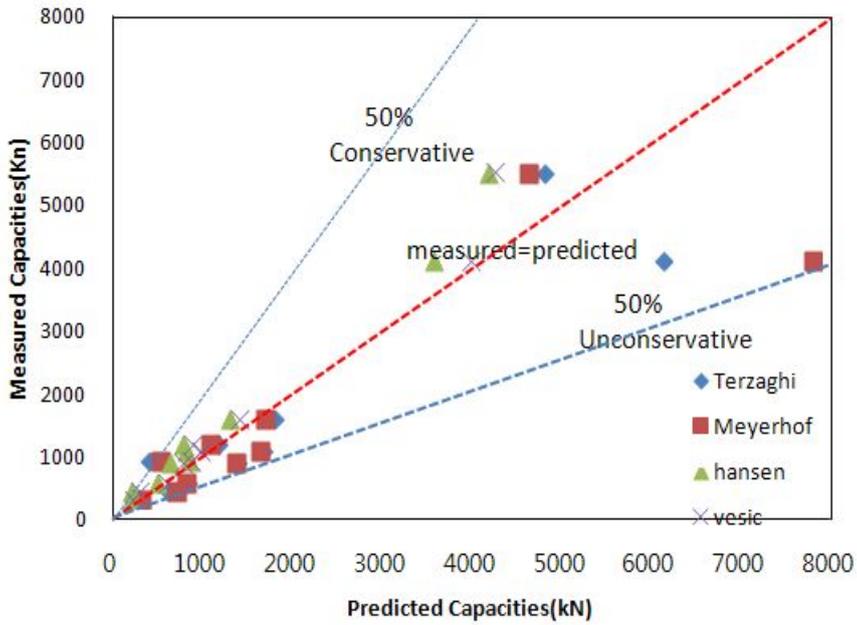
3.2 저항편향계수의 산정

기존선행연구와 같이 이론식별로 특성을 살펴보고 Two-Slope 분석법을 적용하여 저항편향계수의 분포특성과 광주 및 전남지역의 사질토지반 얽은기초의 대표 저항편향계수를 산정하였다.

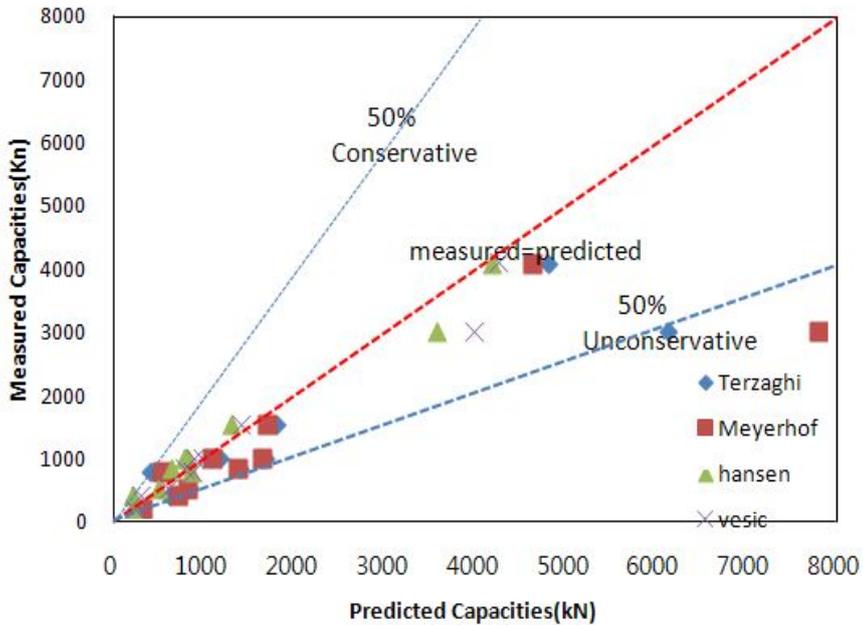
그림 3.1과 같이 이론식별로 저항편향특성을 분석한 결과, 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하고 Meyerhof(1953) 및 Vesic(1973) 이론식이 실제 극한지지력에 가장 근접하게 예측되는 것으로 평가되었으며 Terzaghi(1943)와 Hansen(1970) 이론식은 극한지지력 대응선 아래로 자료가 편향되어 분포하는 것으로 분석되었다.



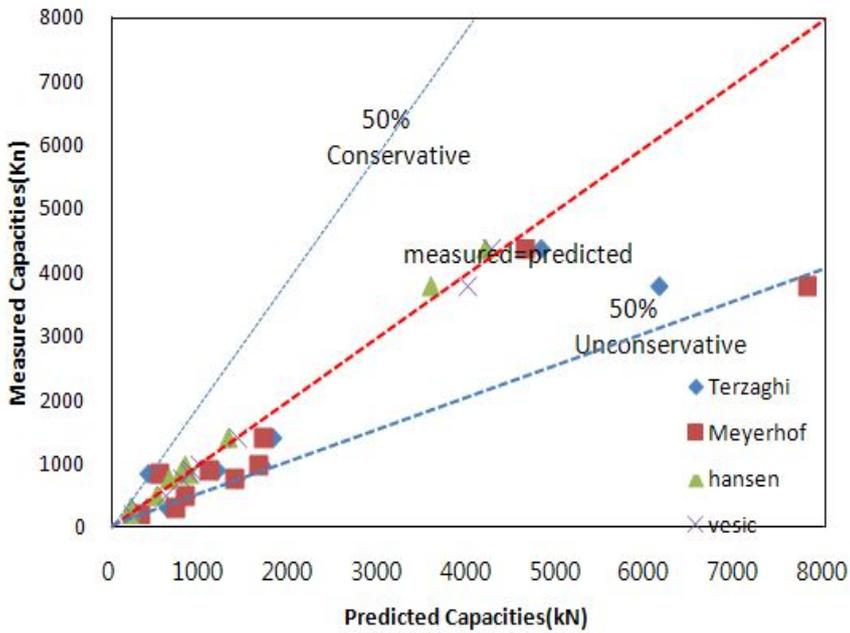
(a) 0.1B 침하량 분석법



(b) Minimum-slope 분석법



(c) logP - logS 분석법



(d) Two-Slope 분석법

그림 3.1 예측지지력과 실측지지력의 비

Two-Slope 분석법을 적용하여 저항편향의 분포특성과 광주 및 전남지역의 사질토 지반 얽은기초의 대표 저항편향계수를 산정한 결과, 각 이론저항편향계수는 $\lambda_r = 0.921 \sim 1.230$, 표준편차 = $0.249 \sim 0.463$, $COV_R = 0.240 \sim 0.490$ 으로 산정되었다.

표 3.10 전체자료에 대한 Two-Slope 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균

극한 지지력	평균			표준편차			변동계수		
	광주 전남	기존 문헌	전체	광주 전남	기존 문헌	전체	광주 전남	기존 문헌	전체
Terzaghi	0.837	1.087	0.962	0.466	0.460	0.463	0.556	0.424	0.490
Meyerhof	0.774	1.068	0.921	0.335	0.446	0.390	0.432	0.418	0.425
Hansen	1.149	1.312	1.230	0.176	0.619	0.397	0.153	0.472	0.312
Vesic	0.995	1.042	1.018	0.160	0.438	0.249	0.060	0.421	0.240

제 4 장 얇은기초의 신뢰도 해석 및 설계기준

4.1 해석 대상

본 연구에서는 광주 및 전남지역에서 얇은기초가 적용된 설계 및 시공사례를 수집하여 신뢰도해석을 실시하였다. 표 4.1과 같이 수집된 자료는 사질토 지반을 다짐하여 기초지반을 형성하였다.

다짐을 실시할 경우 흙의 삼상체 내 공기를 배출하므로 단기적인 현상으로 강도가 증가하고 투수성이 감소한다. 대부분 아파트 단지조성 공사현장의 자료이며 표 4.1과 같이 기초 폭은 1.2~12.10m, 길이는 3.2~46.55m, 근입 깊이는 0~3m로 다양하게 분포되어 있었으며 재하시험의 재하판은 대부분 0.3m 또는 0.45m 크기를 사용하였다.

표 4.1 기초제원 및 하중크기

구분	조사지역	기초제원		근입 깊이 (D_f , m)	N치	하중 (kN)
		폭 (B , m)	길이 (L , m)			
F1	광주 수완	10.27	38.24	2.5	45	300
F2	광주 첨단	12.10	19.30	0	4	100
F3	광주 화정	3.23	3.23	1.0	4	98
F4	광주 효천	11.30	46.55	2.5	7	200
F5	광주 운암	9.02	31.66	1.1	29	343
F6	나주	10.75	42.50	2.5	27	245
F7	순천	1.22	3.52	3.0	10	147
F8	여수	10.84	46.16	1.0	50	250
F9	영광	4.32	9.02	0	3	150
F10	해남	32.71	32.70	0	40	100

F1구간의 주상도 분석결과, 표 4.2와 같이 매립층, 풍화암, 연암으로 구성되어 있고 매립층은 자갈이 섞인 실트질모래 층으로 느슨 및 조밀한 형태를 확인하였다. 또한 풍화암은 매우 조밀한 상태인 것을 확인할 수 있다.

표 4.2 F1 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	자갈이 섞인 실트질 모래	0 ~ 0.2	30
풍화암	실트질 모래가 주성분인 흙	0.2 ~ 0.7	45
연암	화강편마암	0.7 ~ 7.0	50

F2구간의 주상도 분석결과, 표 4.3과 같이 매립층, 퇴적층, 사질토, 풍화암으로 구성되어 있고 매립층은 모래섞인 실트로 N치는 4로 분석되었다.

퇴적층은 점토질실트 및 자갈질모래로 구성되어 있으며 N치는 3~15 범위를 나타냈다. 사질토는 실트질 모래로서 보통조밀 및 매우 조밀한 상태로 N치가 40이상인 것을 확인할 수 있다.

표 4.3 F2 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	모래질 실트	0 ~ 1.4	4
퇴적층	점토질 실트	1.4 ~ 2.8	4
퇴적층	자갈질 모래	2.8 ~ 5.7	18
사질토	사질토	5.7 ~ 12.9	40

F3구간의 주상도 분석결과, 표 4.4와 같이 표토층 및 사질토로 구성되어 있고 표토층은 실트가 섞인 모래로 구성되어 있으며 N치는 4로 분석되었다.

사질토는 실트 섞인 세립모래로 구성되어 있고 느슨 및 매우 조밀한 상태를 보였으며 N치는 13~40인 것을 확인할 수 있다.

표 4.4 F3 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
표토층	실트섞인 모래	0 ~ 1.4	4
사질토	실트섞인 모래	1.4 ~ 2.8	30

F4구간의 주상도 분석결과, 표 4.5와 같이 매립층, 퇴적층, 사질토로 구성되어 있고 매립층은 실트 및 자갈이 섞인 모래로 구성되어 있으며 느슨 및 조밀한 상태를 보였다.

퇴적층은 실트질 모래로서 보통 조밀한 상태인 것을 확인하였으며 사질토는 실트질 모래로서 평균 N치가 30인 것을 확인할 수 있다.

표 4.5 F4 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	실트 및 자갈이 섞인 모래	0 ~ 2.9	7
퇴적층	실트질 모래	2.9 ~ 4.8	10
사질토	실트질 모래	4.8 ~ 12	30

F5구간의 주상도 분석결과, 표 4.6과 같이 매립층 및 사질토로 구성되어 있고 매립층은 모래가 섞인 실트로서 연약 및 조밀한 상태인 것을 확인하였다. N치는 29인 것을 확인하였고 사질토는 실트가 섞인 모래로서 중간정도 조밀 및 매우 조밀한 상태를 보였다.

표 4.6 F5 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	모래 섞인 실트	0 ~ 0.3	29
사질토	실트 섞인 모래	0.3 ~ 18.5	30

F6구간의 주상도 분석결과, 표 4.7과 같이 표토층, 퇴적층, 사질토로 구성되어있고 표토층은 콘크리트 구조물 및 자갈 등이 혼재되어 있으며 N치는 4로 분석되었다.

퇴적층은 소량의 자갈 및 실트질 점토로 구성되어 있고 N치는 27로 분석되었으며 사질토는 실트질 모래로 매우 조밀한 상태이며 N치는 50으로 분석되었다.

표 4.7 F6 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
표토층	콘크리트 및 자갈이 혼재된 흙	0 ~ 0.5	4
퇴적층	자갈 및 실트질 점토	0.5 ~ 3.2	27
사질토	실트질 모래	3.2 ~ 7.0	50

F7구간의 주상도 분석결과, 표 4.8과 같이 매립층, 퇴적층1, 퇴적층2, 사질토층으로 구성되어 있고 매립층은 자갈 및 모래가 섞인 실트로 구성되었으며 N치는 10으로 분석되었다.

퇴적층 1은 점토가 섞인 실트로 구성되어 있고 N치는 10으로 분석되었다. 퇴적층 2는 모래가 섞인 실트로서 매우 조밀한 상태이며 N치가 19로 분석되었다. 사질토층은 모래가 섞인 실트로서 느슨 및 매우 조밀한 상태이며 N치는 30이상인 것으로 분석되었다.

표 4.8 F7 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	자갈 및 모래가 섞인 실트	0 ~ 1.6	10
퇴적층 1	점토가 섞인 실트	1.6 ~ 3.6	10
퇴적층 2	모래가 섞인 실트	3.6 ~ 5.5	19
사질토층	모래가 섞인 실트	5.5 ~ 18.5	40

F8구간의 주상도 분석결과, 표 4.9와 같이 퇴적층, 풍화암으로 구성되어 있고 퇴적층은 점토 및 자갈이 섞인 모래로 구성되어 있으며 N치는 40으로 분석되었다. 풍화암은 안산암질로서 N치가 50으로 분석되었다.

표 4.9 F8 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
퇴적층	점토 및 자갈이 섞인 모래	0 ~ 0.7	40
풍화암	안산암질 용회암	0.7 ~ 1.4	50

F9구간의 주상도 분석결과, 표 4.10과 같이 매립층, 퇴적층, 풍화토로 구성되었다. 매립층은 실트질 점토로 구성되어 있고 N치는 3으로 분석되었다.

퇴적층은 모래가 섞인 실트로서 연약 및 견고한 형태이며 N치는 12로 분석되었다. 사질토는 실트질 모래로 구성되어 있고 매우 조밀한 상태인 것을 확인할 수 있었다.

표 4.10 F9 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	실트질 점토	0 ~ 1.3	3
퇴적층	모래가 섞인 실트	1.3 ~ 3.2	12
사질토	실트질 모래	3.2 ~ 5.0	40

F10구간의 주상도 분석결과, 표 4.11과 같이 매립층, 사질토로 구성되어 있고 매립층은 점토질 모래로 구성되어 보통조밀 및 조밀한 상태를 보이며 N치는 40으로 분석되었다.

사질토는 실트질 모래로서 느슨 및 매우 조밀한 상태이며, N치는 25으로 분석되었다.

표 4.11 F10 지층특성

지층	지반분류	층후(m)	N치
매립층	점토질 모래	0 ~ 1.6	40
사질토	실트질 모래	1.6 ~ 12	25

한계상태합수는 얇은기초에서 원지반의 단위중량, 비배수전단강도, 내부마찰각이 저항력과 관련된 확률변수로서 정의되고 있다. 원지반의 물성 값은 구조물 기초설계기준과 토질역학(김상규, 2012)의 문헌연구 결과를 인용하였고 점착력 및 내부마찰각은 직접전단시험결과를 적용하였으며, 하중은 AASHTO(2014) 설계기준을 분석하여 적용하였다.

본 연구에서는 데이터의 점착력, 내부마찰각 분포특성을 나타내는 저항 값을 평균 및 표준편차로 분석하여 변동계수를 산정하였으며, 내부마찰각의 평균값은 33.58, 표준편차는 1.48로 분석되었으며 점착력은 평균 7.13, 표준편차 2.93으로 분석되었다. 선행연구 자료와 본 연구 자료를 통합하여 평균 및 표준편차를 추정된 결과, 다음 그림 4.1과 같이 내부마찰각은 평균 34.44, 표준편차는 2.95로 분석되었다. 점착력은 평균 19.37, 표준편차 3.14로 분석되었다.

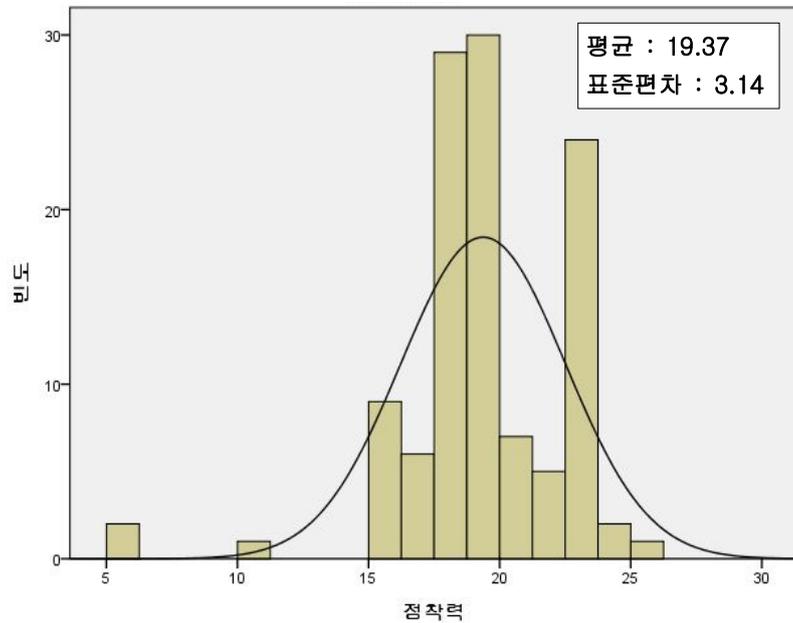
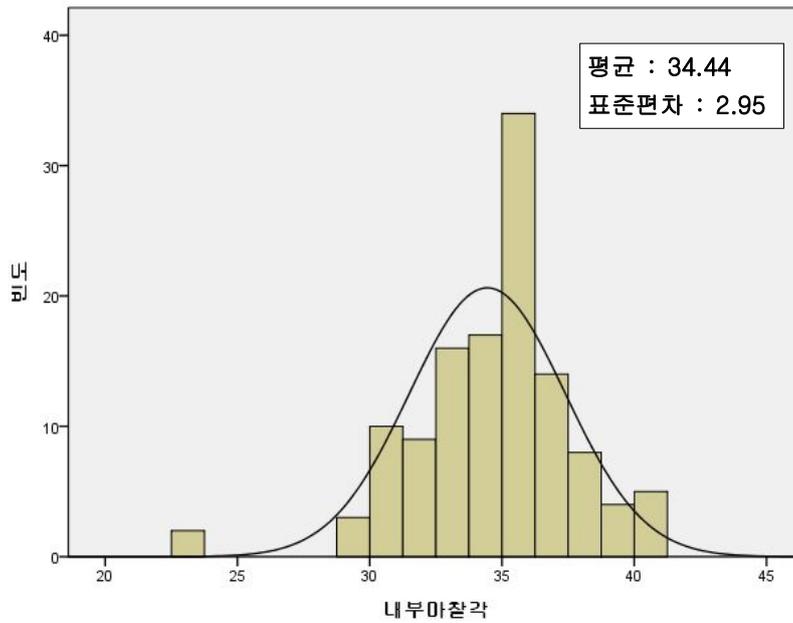


그림 4.1 문헌자료와 연구자료 통합 내부마찰각 및 점착력 표준편차 추정

4.2 신뢰도 해석 적용 프로그램

일계신뢰도기법(FORM, First Order Reliability Method)해석기법의 기본 개념과 해석적 절차는 Ditlevsen(1973), Hasofer-Lind(1974), Rackwitz-Fiessler(1978), Ellingwood 등(1980)에 의해 AFOSM방법을 개선하기 위해서 개발되었다.

FORM해석방법에서는 한계상태함수가 파괴곡선상의 한 점에서 선형화되고 불특정 변수가 모두 상호독립이며 정규분포를 나타낼 경우, FORM방법은 FOSM방법과 동일한 신뢰도지수를 갖으나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다.

본 연구에서는 불특정 변수들이 대수정규분포를 따르고 한계상태함수가 비선형이라는 점을 고려하여 Rackwitz-Fiessler(1978)가 개발한 반복알고리즘을 FORM해석방법을 적용하였고 알고리즘의 반복계산 수행을 원활하게 하고자 MATLAB프로그램을 사용하였다.

신뢰도지수를 산정하기 위하여 FORM해석방법을 적용한 프로그램을 이용하여 저항계수를 산정할 때는 반드시 현재 국내에서 적용하고 있는 설계법에 대한 신뢰도해석과 목표신뢰도지수 결정 및 허용응력설계법의 안전을 보정작업을 실시하여야 한다.

기초구조물 설계 및 시공과 지반 불확실성에 대한 신뢰도 수준에 적합한 저항계수를 산정하고 파괴확률과 전력적인 신뢰도 수준에 근거한 설계법을 개발하는 것이 LRFD 설계법의 목적이다. 또한 기존 설계법과 새로운 설계법의 개발 및 설계기준의 제정으로 인하여 발생하는 혼란을 감소시키고자 한다.

국제적으로 가장 많이 사용되고 정확성이 높은 것으로 알려진 FORM해석방법과 MCS방법을 적용하여 신뢰도 해석을 실시하였다. 하중에 대한 통계 특성 값은 미국 LRFD 교량설계기준 AASHTO(2014)에서 제안하고 있는 교량구조물의 하중조합 Case 1에 적용되는 사하중과 활하중의 하중계수들을 적용하여 저항계수를 산정하였다.

본 연구에서는 저항편향계수 산정 시 구분하였던 광주 및 전라도지역의 10개 자료와 기존연구 자료에서 분석한 12개 자료를 이용하여 다음 그림 4.3과 같은 단계별 절차에 따라 각각 신뢰도 분석을 실시하고 그 결과를 비교·분석하였다.

4.3 일계 신뢰도해석 기법에 의한 신뢰도 평가

도로교설계기준(2012)과 구조물기초설계기준(2014)에서 명시한 바와 같이 국내의 허용응력설계법에 의한 지지력산정은 일반적으로 안전율 3.0을 적용하고 있으며 일부 주요 구조물의 경우 더 큰 안전율이 적용되기도 한다.

본 연구에서는 안전율 3.0~5.0을 적용하여 일계신뢰도해석기법에 의해 신뢰도지수를 산정하였으며 그 결과는 다음 표 4.12와 같다. 광주 및 전남에서의 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0을 적용한 신뢰도지수는 Vesic(1973)의 공식이 가장 크게 분석되었으며, 전체 자료에 대한 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0에서도 신뢰도지수는 Vesic(1973)의 공식이 가장 크게 분석되었다. 다음 그림 4.2는 신뢰도해석 알고리즘을 나타낸 것이고 그림 4.3과 그림 4.4는 하중 및 하중계수의 입력화면과 신뢰도지수 해석화면을 나타내고 있다.

다음 그림 4.5와 그림 4.6은 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0에 대한 신뢰도지수와 파괴확률을 나타낸 것이다.

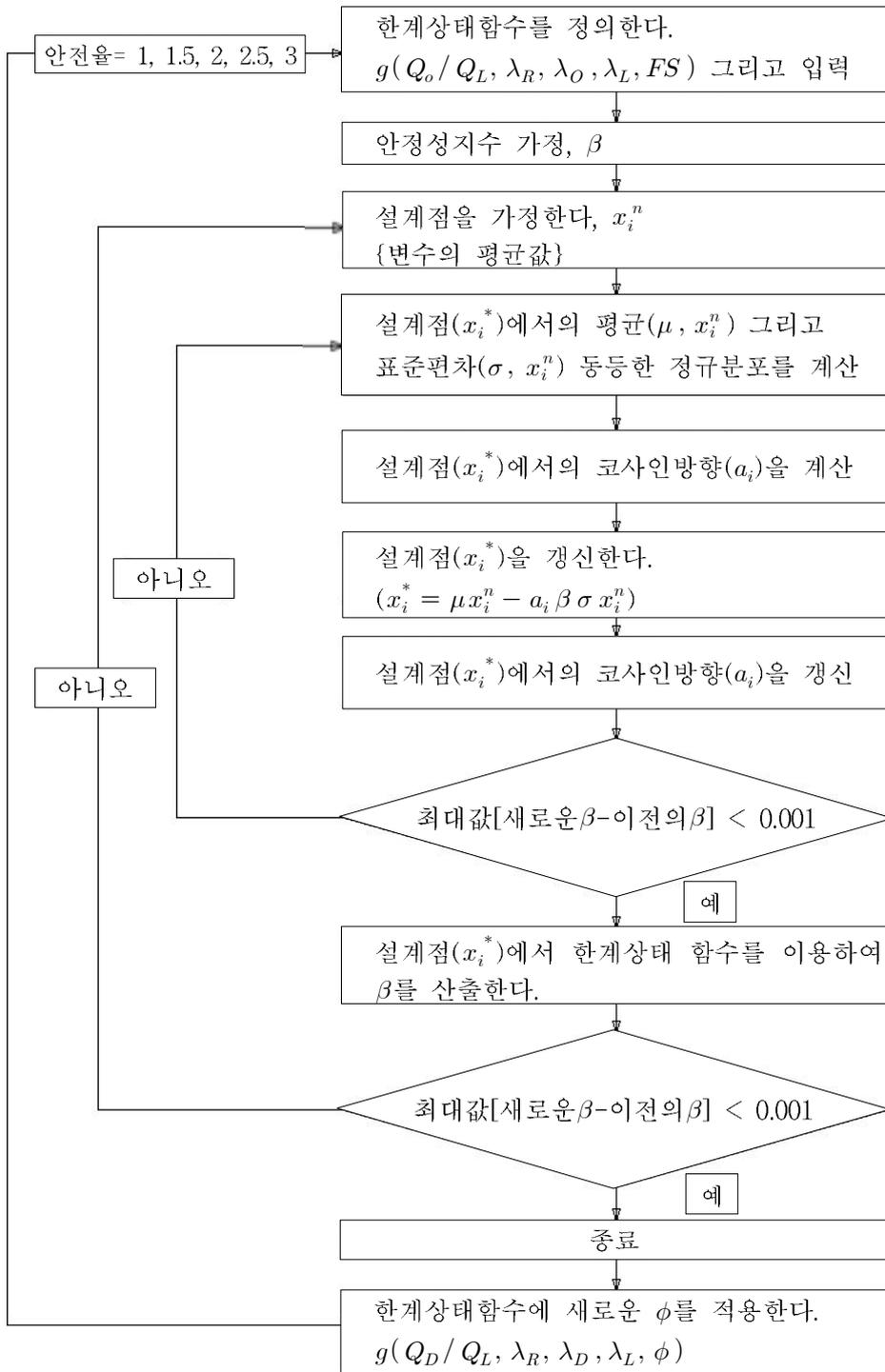


그림 4.2 신뢰도해석 알고리즘

```

Editor - D:\WLRFD 프로그램\WLRFD 프로그램\WNn_fuzzyWbbetaopt8(테르자기).m
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
Stack: Base
1 % MVFOSM 및 AFOSM의 저항 및 하중계수 산정 프로그램
2 % Optimum Safety Indices based on Expected Total Cost Minimization
3 %
4 %function xx = bbetaopt3(xx0);
5 %om=0.17; od=0.10; ol=0.29; lo=0.5;
6 %om=0.18; od=0.10; ol=0.20;
7 om=0.515; od=0.10; ol=0.20; %테르자기
8 lamdaR=1.01; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %테르자기 지지력공식
9 FS=3.0;
10 method=1; % method=1 : 신뢰성지수, method=2 : 하중비
11 if method == 1
12 lo=1;
13 be=0.5:0.5:5.0;
14 elseif method == 2
15 be=2.0; %lo=0.5; %목표신뢰성지수
16 lo=0.5:0.5:5.0;
17 %lo=[0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0]; %print할 경우
18 end
19 %lo=0.5;
20 %lo=0.5:0.5:5.0;
21 %lo=[0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0]; %print할 경우
22 %be=3.0;
23 os=sqrt((od.^2+lo.^2.+ol.^2)./(1+lo).^2);
24 xx0=1+(os.^2.+be./sqrt(1.8+om.^2+os.^2));
25 xx=xx0;
26 it=0;
27 nital=300;
28 for it=0:50
29 fx=om.^2.*xx.^4-2*om.^2.*xx.^3+(om.^2+os.^2).+xx.^2-2*os.^2.*xx+os.^2-os.^4.+be.^2;
30 d1=4*om.^2.*xx.^3-6*om.^2.*xx.^2+2*(om.^2+os.^2).+xx-2*os.^2;
31 xx1=xx-fx/d1;
32 xx1=abs(xx1);

```

그림 4.3 AFOSM 저항 및 하중계수 산정입력

```

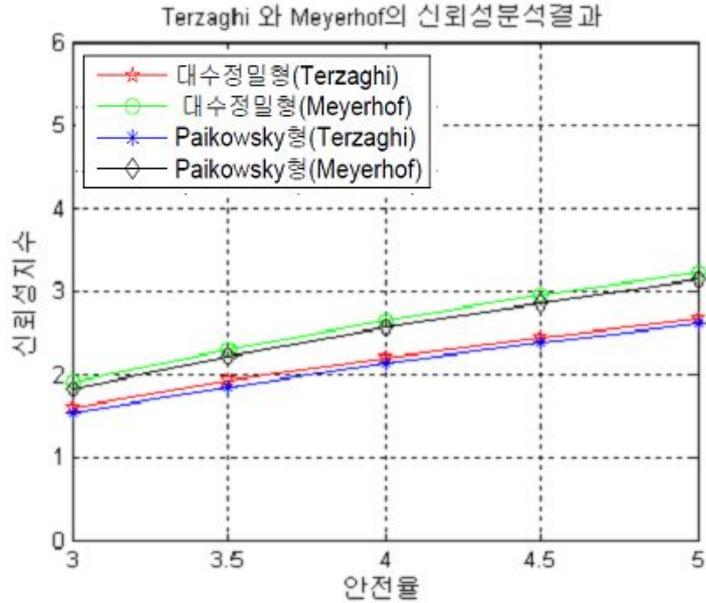
Editor - D:\WLRFD 프로그램\WLRFD 프로그램\WNn_fuzzyWbbetaopt10.m
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
Stack: Base
1 % MVFOSM 및 AFOSM의 신뢰성지수 산정 프로그램
2 % Optimum Safety Indices based on Expected Total Cost Minimization
3 %
4 %function xx = bbetaopt4(xx0)
5 %function f = bbetaopt4(xx)
6 %xx0=2.0; om=0.18; od=0.10; ol=0.29;
7 %xx0=2.0; om=0.16; od=0.08; ol=0.287;
8 %xx0=2.0; om=0.177; od=0.10; ol=0.29;
9 xx0=2.0; om=0.515; od=0.10; ol=0.20; %테르자기 지지력공식
10 lamdaR=1.01; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %테르자기 지지력공식
11 method=2; % method=1 : 하중비, method=2 : 안전율
12 xx=xx0;
13 it=0;
14 nital=300;
15 %while abs(x-xx0)>0.000001
16 xx=xx0;
17 eps=0.000001;
18 if method == 1
19 lo=0.5:0.5:5.0;
20 FS=3.0;
21 %lo=[0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0];
22 elseif method == 2
23 lo=1;
24 FS=3.0:0.2:5;
25 end
26 n=1;
27 be=3.0;
28 %FS=2.0;
29 %nz=(nr*(n1+lo))*nt/(n1+(1+lo));
30
31 k=od.^2+lo.^2+ol.^2;
bbetaopt8(테르자기).m bbetaopt10(테르자기).m bbetaopt10.m

```

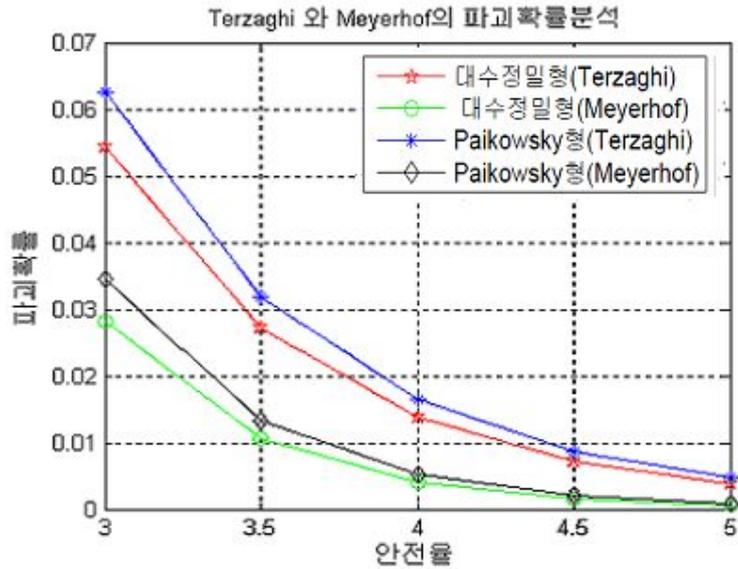
그림 4.4 AFOSM 신뢰도지수 해석화면

표 4.12 FORM 해석방법에 의한 신뢰도지수 산정결과

현장	Terzaghi		Meyerhof		Hansen		Vesic	
	FS	β	FS	β	FS	β	FS	β
광주 전남	3.0	1.60	3.0	1.90	3.0	3.79	3.0	5.26
	3.5	1.92	3.5	2.30	3.5	4.28	3.5	6.02
	4.0	2.20	4.0	2.64	4.0	4.70	4.0	6.68
	4.5	2.44	4.5	2.95	4.5	5.08	4.5	7.26
	5.0	2.66	5.0	3.22	5.0	5.41	5.0	7.78
전체 자료	3.0	2.104	3.0	1.985	3.0	3.705	3.0	4.844
	3.5	2.504	3.5	2.034	3.5	3.891	3.5	4.995
	4.0	2.904	4.0	2.457	4.0	4.423	4.0	5.394
	4.5	3.030	4.5	3.125	4.5	4.521	4.5	5.410
	5.0	3.211	5.0	3.221	5.0	4.934	5.0	5.710

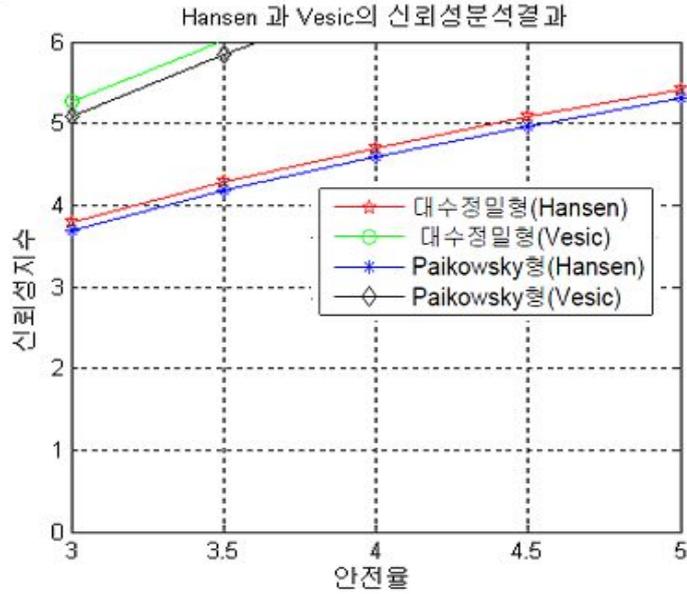


(a) 신뢰도지수와 안전율

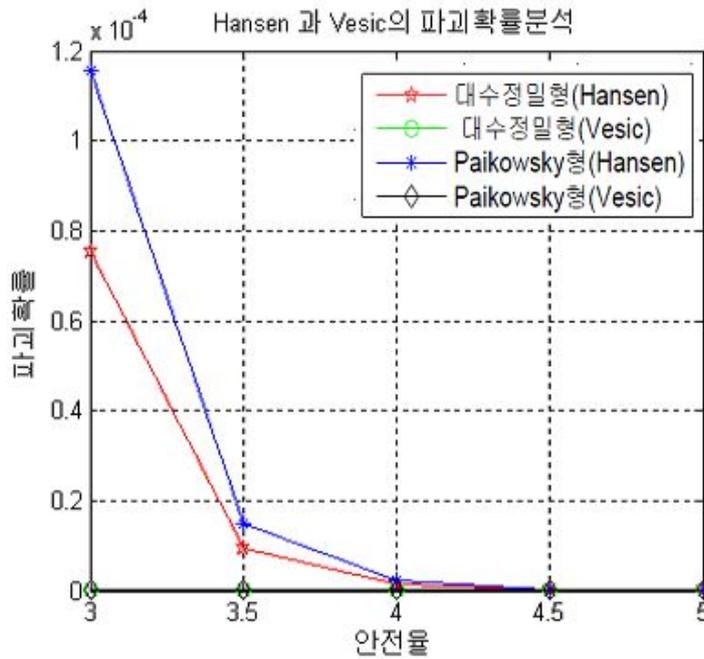


(b) 파괴확률과 안전율

그림 4.5 AFOSM 신뢰도지수 해석결과(Terzaghi (1943), Meyerhof)



(a) 신뢰도지수와 안전율



(b) 파괴확률과 안전율

그림 4.6 AFOSM 신뢰도지수 해석결과(Hansen, Vesic)

4.4 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰도 평가

FORM 해석방법에서 적용한 동일한 하중편향계수 및 저항편향계수 특성값과 사하중에 대한 활하중비(Q_L/Q_D)를 적용하여 MCS에 의한 신뢰도 평가를 실시하였다. 다음 표 4.13은 안전율 3.0~5.0에 대한 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰도지수 산정결과이다.

광주 및 전남지역의 자료 분석결과를 다음 표 4.13에 나타내었으며, Terzaghi(1943) 공식을 이용한 경우 파괴확률은 0.025~0.889, 신뢰도지수는 2.24~3.45로 분석되었다.

Meyerhof(1953) 공식을 이용한 경우 파괴확률은 0.014~0.773, 신뢰도지수는 3.225~3.664로 분석되었다. Hansen(1970) 공식을 이용한 경우 파괴확률은 0.012~1.824, 신뢰도지수는 3.295 ~ 4.063으로 분석되었다. Vesic(1973) 공식을 이용한 경우 파괴확률은 0.011~0.923, 신뢰도지수는 2.945~3.887로 분석되었다.

안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0에 대한 파괴확률 및 신뢰도지수는 Hansen(1970)공식이 가장 크게 분석되었다. 또한 전체 자료 분석결과, 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0에서 파괴확률 및 신뢰도지수는 Hansen(1970)공식이 크게 분석되었다.

```

Editor - D:\WLRFD 프로그램\WLRFD 프로그램\Wnn_fuzzy\Wbbetaopt14.m-
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
- 1.0 + 1.1 x
1 % MCS에 의한 신뢰성지수 산정 프로그램
2 % Optimum Safety Indices based on Expected Total Cost Minimization
3
4 %method=2: % method=1 : 하중비, method=2 : 안전율
5 %FS=3.0; Io=0.58;
6 %FS=3.5; Io=0.58;
7 %FS=4.0; Io=0.58;
8 %FS=4.5; Io=0.58;
9 %FS=5.0; Io=0.58;
10
11 data=2;
12 if data == 1
13     xx0=2.0; om=0.440; od=0.10; oi=0.20; %terzaghi 지지력공식(전체지역)
14     lamdaR=1.119; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %terzaghi 지지력공식
15     xx010=2.0; om10=0.395; od10=0.10; o110=0.20; %meyerhof 지지력공식(전체지역)
16     lamdaR10=0.929; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05; %meyerhof 지지력공식
17     xx011=2.0; om11=0.348; od11=0.10; o111=0.20; %hansen 지지력공식(전체지역)
18     lamdaR11=1.451; lamdaqL11=1.15; lamdaqD11=1.05; %hansen 지지력공식
19     xx012=2.0; om12=0.287; od12=0.10; o112=0.20; %vesic 지지력공식(전체지역)
20     lamdaR12=1.214; lamdaqL12=1.15; lamdaqD12=1.05; %vesic 지지력공식
21
22 elseif data == 2
23     xx0=2.0; om=0.497; od=0.10; oi=0.20; % 테르자기 지지력공식(광주 및 전남)
24     lamdaR=0.84; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %
25     xx010=2.0; om10=0.389; od10=0.10; o110=0.20; % Meyerhof 경험식(광주 및 전남)
26     lamdaR10=0.783; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05;
27     %lamdaR10=1.975; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05; %
28     xx011=2.0; om11=0.306; od11=0.10; o111=0.20; % hansen 경험식(광주 및 전남)
29     lamdaR11=1.2; lamdaqL11=1.15; lamdaqD11=1.05;
30     xx012=2.0; om12=0.395; od12=0.10; o112=0.20; % vesic 경험식(광주 및 전남)
31     lamdaR12=1.026; lamdaqL12=1.15; lamdaqD12=1.05;
32
33 end

```

그림 4.7 MCS 신뢰도 해석화면

표 4.13 MCS에 의한 파괴확률 대응 신뢰도지수 산정결과

현장	안전율	Terzaghi		Meyerhof		Hansen		Vesic	
		파괴 확률	β	파괴 확률	β	파괴 확률	β	파괴 확률	β
광주 전남	3.0	0.889	2.242	0.773	3.225	1.824	3.295	0.923	2.945
	3.5	0.321	2.561	0.433	3.265	0.873	3.343	0.872	3.214
	4.0	0.099	3.251	0.022	3.424	0.658	3.596	0.023	3.393
	4.5	0.041	3.363	0.026	3.563	0.032	3.763	0.012	3.732
	5.0	0.025	3.452	0.014	3.664	0.012	4.063	0.011	3.887
전체 자료	3.0	0.821	2.104	0.742	2.985	1.984	3.105	0.990	2.844
	3.5	0.339	2.585	0.675	3.434	0.942	3.483	0.982	3.143
	4.0	0.134	3.213	0.342	3.533	0.633	3.576	0.052	3.241
	4.5	0.034	3.394	0.035	3.763	0.024	3.763	0.043	3.392
	5.0	0.032	3.643	0.022	3.934	0.042	4.083	0.032	3.822

4.5 목표신뢰도지수 산정

허용응력설계법은 지반의 불확실성을 고려하여 안전율을 3이상 나누어 적용한 후 사용하고 있으나, 하중저항계수설계법은 최소한의 안전율을 확보하는 것이 중요하므로 구조물 기초에 대하여 다양하게 제시된 목표신뢰도수준을 검토 및 분석하여 알은기초에 대한 목표신뢰도지수를 결정하고자 한다.

상부구조물에 대한 목표신뢰도 수준은 파괴의 결과와 안전대책에 필요한 상대적 비용에 대응하는 목표신뢰도지수를 표 4.14와 같이 제시하였다. 이는 구조물의 중요도에 따라 구조물의 한계하중에 대한 합의를 통하여 한계하중의 신뢰도지수를 결정하는 것이다.

안전대책에 필요한 상대적 비용이 낮거나 중요한 구조물의 경우에는 목표신뢰도지수를 높게 산정하고, 반대로 안전대책에 필요한 비용이 높거나 비교적 중요하지 않은 구조물의 경우 목표신뢰도지수를 낮게 산정하여 적용한다.

표 4.14 목표신뢰도(ES ISO 2394, 2012)

안전대책의 상대적비용	파괴의 결과			
	작 음	약 간	보 통	큼
높 음	0.0	1.5	2.3	3.1
보 통	1.3	2.3	3.1	3.8
낮 음	2.3	3.1	3.8	4.3

Ellingwood 등(1982)은 강구조 및 철근콘크리트 구조 등의 구조물의 형식과 한계상태 항목에 대한 목표신뢰도지수를 다음 표 4.15와 같이 제안하였다.

표 4.15 구조물 형식별 목표신뢰도지수(Ellingwood 등, 1980)

구조물 형식	목표신뢰도지수(β_T)
건물용 금속구조물 사하중, 활하중, 설하중 사하중, 활하중, 풍하중 사하중, 활하중, 설하중, 지진하중 사하중, 활하중, 설하중	 3.0 2.5 1.75 4.0~4.5
건물용 철근콘크리트 (사하중, 활하중, 설하중) 연성파괴 취성파괴	 3.0 3.5

표 4.16 한계상태기반 목표신뢰도지수(Ellingwood 등, 1982)

구조물 형식	목표신뢰도지수(β_T)
구조용 강재 인장부재 휨부재 전단부재 기둥, 중간세장비	 3.0 2.5 3.0 3.5
철근콘크리트 휨부재 전단부재 접합기둥, 압축파괴	 3.0 3.0 3.5
무철근콘크리트 압축벽, 검사 압축벽, 비검사	 5.0 7.5

Madsen 등(1986)은 북유럽 건축설계기준을 이용하여 빌딩의 파괴 중요도에 따라 목표신뢰도수준을 표 4.17과 같이 $\beta_T = 3.1 \sim 5.2$ 로 제안하였다.

표 4.17 노르웨이 건축설계기준의 목표신뢰도 수준(Madsen 등, 1986)

건물의 파괴결과	목표신뢰도지수(β_T)
파괴 시 피해가 경미한 경우	3.1
파괴 시 피해가 보통의 경우	4.3
파괴 시 피해가 매우 심각한 경우	5.2

캐나다 표준협회(CSA, 1992)는 해상에 설치된 해상구조물의 목표파괴확률에 대한 설계기준을 표 4.18과 같이 제안하였고 구조물의 손실 수명 및 자연재해 가능성이 높을 경우는 $P_f = 10^{-5}/\text{yr}$, 구조물의 공용기간 동안 위험도 및 자연재해의 가능성이 낮을 경우는 $P_f = 10^{-3}/\text{yr}$ 로 제안하였다.

표 4.18 캐나다 표준협회의 목표파괴확률(CSA, 1992)

구 분	연평균 목표확률파괴(P_f)
큰 인명피해 또는 환경훼손 등의 확률이 매우 높은 경우	10^{-5}
작은 인명피해 또는 환경훼손 등의 확률이 낮은 경우	10^{-3}

신뢰도 이론을 고려한 해석은 저항계수 보정방법에서 목표신뢰도지수가 결정되기 때문에 매우 중요하다. Meyerhof(1994)와 미공병단(USACE, 1997)에서 제시한 목표신뢰도지수가 가장 대표적이며 Meyerhof(1994)는 구조물의 공용기간 및 구조물별 파괴 사례를 수집하여 해상기초에 대한 신뢰도지수는 $\beta_T = 2.5$, 토공 및 옹벽구조물에 대한 신뢰도지수는 $\beta_T = 3.0$, 육상기초에 대한 신뢰도지수는 $\beta_T = 3.5$ 로 제안하였다.

그림 4.8과 같이 미공병단에서는 신뢰도지수에 대한 기대수준을 위험에서 높음까지 7단계로 구분하여 제시하였다.

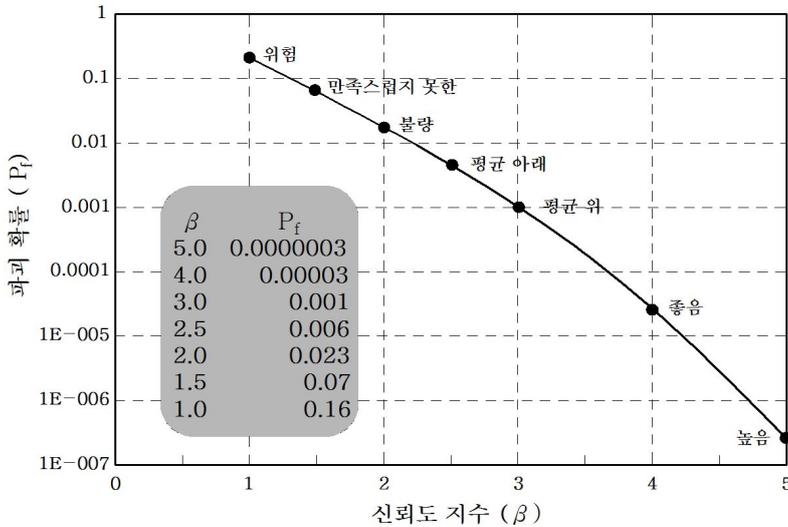


그림 4.8 파괴확률과 신뢰도지수의 관계(USACE, 1997)

Barker 등(1991)은 모래지반에 설치된 얇은기초의 지지력에 대한 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3.5$ 로 산정하였고 Becker(1996)는 얇은기초의 안전율을 이용하여 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3.0 \sim 4.0$ 으로 제안하였다. Kulicki 등(2007)은 124개소 교량의 얇은기초에 대한 신뢰도해석을 실시하여 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3 \sim 4$ 로 산정하였으며 Phoon 등(2002)은 얇은기초의 목표신뢰도수준을 $\beta_T = 3.2$ 로 제안하였다.

AASHTO(2014) 설계기준의 기본이 되는 Paikowsky 등(2010)의 연구에서는 목표신뢰도지수에 따른 비용효과를 고려하여 얇은기초의 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3.0$ 으로 결정하였다. 말뚝기초의 경우 Barker 등(1991)은 군말뚝의 허용응력설계법의 안전율을 역산하여 목표신뢰도지수는 $\beta_T = 2.0 \sim 2.5$ ($P_f \approx 10 \sim 2$) 범위로 제안하였으며, Zhang 등(2001)은 말뚝에 대한 체계신뢰도해석(system reliability analysis) 결과로부터 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3.0$ 으로 제안하였다.

얇은기초에 대한 목표신뢰도지수는 $\beta_T = 3.2 \sim 4.0$ 범위로 제안되고 있으며 과거에는 말뚝기초의 목표신뢰도지수 보다 비교적 높게 제안되었으나, 최근에는 거의 유사한 수준으로 제안되고 있다.

Paikowsky 등(2004)은 단말뚝에 대한 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 3.0$ 으로 제안하였고 균 말뚝인 경우에는 말뚝의 여유성을 고려하여 목표신뢰도지수를 $\beta_T = 2.3$ 으로 수정한 바 있다. 기존연구자료 분석을 통한 말뚝의 목표신뢰도지수는 $\beta_T = 1.4 \sim 3.6$ 로 산정되었다.

본 연구에서는 얇은기초 설계가 적용된 광주·전남지역 사질토 지반의 자료를 이용하여 신뢰도해석을 수행하고 얇은기초의 신뢰도수준을 평가하였다. 광주 및 전남지역의 FOSM 신뢰도 분석결과, Terzaghi(1943) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 1.6 \sim 2.66$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 2.16$ 로 산정되었다. Meyerhof(1953) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 1.9 \sim 3.22$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 2.60$ 로 산정되었으며, Hansen(1970) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 3.79 \sim 5.41$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 4.652$ 로 산정되었으며, Vesic(1973)신뢰도 수준은 $\beta_T = 5.26 \sim 7.78$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 6.60$ 로 산정되었다.

현재 산정된 얇은기초의 신뢰도 수준은 앞서 기술된 구조물 기초에 대한 목표신뢰도 수준 $\beta_T = 2.3 \sim 3.5$ 와 비교하여 Terzaghi(1943) 및 Hansen(1970)은 중간 값에 해당하는 것으로 분석되었다.

허용응력설계법의 안전율(FS = 3.0)을 이용한 저항계수로부터 역산된 사질토 지반의 얇은기초에서 요구되는 목표신뢰도지수는 $\beta_T = 3.2$ 로 분석되었으며 일반적인 얇은기초에서 제안하는 목표신뢰도지수 범위에 포함된다.

MCS 신뢰도 분석결과, Terzaghi(1943) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 2.24 \sim 3.45$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 2.972$ 로 산정되었으며, Meyerhof(1953) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 3.225 \sim 3.664$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 3.482$ 로 산정되었으며, Hansen(1970) 신뢰도 수준은 $\beta_T = 3.295 \sim 4.063$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 3.612$ 로 산정되었으며, Vesic(1973)신뢰도 수준은 $\beta_T = 2.945 \sim 3.887$ 의 범위로 분석되었고 평균 신뢰도지수는 $\beta_T = 3.43$ 로 산정되었다.

Terzaghi(1943), Meyerhof(1953), Vesic(1973)을 목표신뢰도수준 $\beta_T = 2.3 \sim 3.5$ 와 비교하였을 때 중간 값에 해당하는 것으로 평가되었다.

NCHRP 651(Paikowsky 등, 2010)에서는 얇은기초의 목표신뢰도지수를 산정 할 때, 기존의 허용응력설계법에서 적용하는 안전율을 토대로 신뢰도 수준을 결정하도록 제시하고 있다. 따라서 기존의 얇은기초에 대한 안전율이 3.0임을 감안할 때 안전율로써 역

산된 목표신뢰도지수 $\beta_T = 3.2$ 보다 낮게 산정될 수 있다.

앞서 신뢰도지수와 안전율의 관계에서도 살펴보았듯이 허용응력설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적으로 제안되는 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 다소 낮은 값을 보이고 있다. 그러므로 상부 구조물과의 일관된 신뢰도를 확보하기 위하여 상부 구조물의 목표신뢰도지수를 적용하려면 상호간의 안정성을 확보할 수 있는 수준의 목표신뢰도지수 선정이 필요할 것으로 판단된다.

따라서 본 연구에서는 상부 구조물에 대한 기존 목표신뢰도지수와 신뢰도수준을 유지할 수 있으며 허용응력설계법의 안전율(FS = 3.5)에 대응되는 목표신뢰도지수를 확보할 수 있도록 파괴확률 0.3%에 해당하는 목표신뢰도지수 $\beta_T = 2.56$ 로 선정하였다.

4.6 하중 통계특성

본 연구에서는 LRFD 교량설계기준 AASHTO(2014)와 구조공학분야의 주요 설계기준에 수록된 하중계수에 대한 연구조사를 수행하고 얇은기초가 적용된 사질토 지반에 적합한 하중계수를 선정하고자 하였다. 직접 확대기초에 대한 실물 재하시험 자료는 국내에서 거의 전무하고 국외 선진국의 경우에도 신뢰도 해석을 수행할 정도로 충분한 양의 자료가 없는 실정이다.

실물 재하시험 자료가 없을 경우 신뢰도 분석에 근거한 저항계수 산정은 불가능하므로 미국 AASHTO(2014) LRFD 교량 설계기준에 수록된 직접 확대기초에 대한 저항계수 산정 방법을 적용하여 저항계수를 제안하기도 한다.

하중에 큰영향을 미치는 구조재료는 지반정수에 비해 비교적 균질한 특성을 가지고 있으므로 하중에 대한 불확실성이 낮다. 이러한 이유로 하중계수의 통계학적 특성은 저항계수의 통계학적 특성에 비하여 편향계수 및 변동계수가 낮은 경향을 보인다.

미국의 AASHTO(2014) 교량설계기준에서는 강도(극한)한계상태, 극한상황 한계상태, 사용성 한계상태, 피로한계상태의 4가지 한계상태로 분류하고 있다. 각 한계상태에 대하여 설계조건, 재료특성 등을 고려하기 위하여 Strengths I~V로 세분화 되어있고 각 한계상태별 하중조합 및 하중계수가 규정되어 있다.

고정하중(DC, DD, DW, EH, EV, ES)에 대한 하중계수는 다른 하중들과 반대방향으로 작용하는 고정하중을 고려하고자 다음 표 4.19와 같이 최대·최소값으로 규정되어 있다.

현재까지 국내 지반공학에서는 극한한계상태에 관한 다수의 하중조합 중에서 연직하중에 대하여 다소 보수적인 조건으로 평가되는 Strength I을 적용하고 있다. AASHTO(2014) 설계기준 외에도 표 4.19와 같이 북미지역의 ACI(1999), API(1993) 등의 설계기준과 캐나다(MOT, 1992; NRC, 1995), 유럽(DGI, 1985; CEN, 2004)에는 다양한 하중계수가 규정되어 있다.

국내 기초구조물에 대한 저항계수 산정 시 대부분 AASHTO(2014) 설계기준에서 제시하고 있는 하중계수를 적용하고 있으며 사하중과 활하중만을 고려할 경우 사하중계수와 활하중계수는 각각 $Q_D = 1.25$, $Q_L = 1.75$ 로 적용하고 있다.

표 4.19 다른 국가의 현재 하중계수 현황(박준모, 2012)

구 분		사하중	활하중	풍하중	지진하중
미 국	AASHTO(2014)	1.25~1.95	1.35~1.75	1.40	1.00
	ACI(1999)	1.40	1.70	1.30	1.40
	AISC(1994)	1.20~1.40	1.60	1.30	1.00
	API(1993)	1.10~1.30	1.10~1.50	1.20~1.35	0.90
캐나다	MOT(1992)	1.10~1.50	1.15~1.40	1.30	1.30
	NRC(1995)	1.25	1.50	1.50	1.00
유 럽	DGI(1985)	1.00	1.30	1.30	1.00
	CEN(2004)	1.00~1.35	1.30~1.50	1.30~1.50	1.00

구조공학분야에서는 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 기간 동안 하중에 대한 통계적 정보가 체계적으로 개발되어 왔고 많은 통계학적 자료를 축적하여 하중의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)를 다음 표 4.20과 같이 제안하였다.

사하중은 편향계수가 $\lambda_{QD} = 1.03 \sim 1.05$ 의 범위로 무시할 수 있는 정도로 작고 변동성도 $COV_{QD} = 0.08 \sim 0.10$ 으로 낮다. 활하중은 하중의 변동성이 크고 연속적으로 작용하여 편향계수가 $\lambda_{QL} = 1.00 \sim 1.20$ 의 범위이고 변동성도 $COV_{QL} = 0.18 \sim 0.25$ 로 다소 높다.

풍하중, 지지하중, 과압 등의 환경하중은 영향력은 크지만 작용 빈도가 낮아 편향계수는 $\lambda_{QW} = 0.875 \sim 1.20$ 으로 실측하중에 비하여 낮게 나타나는 경우도 있으나 변동성은 $COV_{QW} = 0.19 \sim 0.20$ 으로 큰 경향을 나타낸다.

표 4.20 하중의 편향계수(λ_Q)와 변동계수(COV_Q)(박준모, 2012)

하중종류	대상구조물	편향계수 (λ_Q)	변동계수 (COV_Q)
사하중	교 량	1.03	0.08
	교 량	1.05	0.10
	교 량	1.05	0.10
활하중	교 량	1.10~1.20	0.18
	교 량	1.00	0.25
	교 량	1.15	0.20

그동안의 하중저항계수설계법은 교량설계를 중심으로 연구가 진행되어 교량을 대상으로 하는 하중계수가 주를 이루고 있다. 따라서 본 연구에서는 구조물 기초의 저항계수 보정에 가장 많이 적용되고 있는 AASHTO(2014)의 하중계수, 하중편향계수, 변동계수 등 하중에 관한 통계학적 특성 값을 표 4.21과 같이 적용하여 얇은기초 진단과피에 대한 저항계수를 보정하였다.

표 4.21 저항계수의 보정을 위한 하중계수와 통계학적 특성값

구 분	하중계수(γ_Q)	편향계수(λ_Q)	변동계수(COV_Q)
사하중	$\gamma_{QD} = 1.25$	$\lambda_{QD} = 1.05$	$COV_{QD} = 0.10$
활하중	$\gamma_{QL} = 1.75$	$\lambda_{QL} = 1.15$	$COV_{QL} = 0.20$

4.7 안전율을 이용한 저항계수 예비산정

안전율에 의한 보정방법은 경험적으로 구조물의 안정성이 확보된 안전여유를 저항계수에도 동일하게 부여할 수 있으므로 지반공학 분야에서의 저항계수 보정에 많이 이용되고 있다.

본 연구에서는 수집된 데이터베이스 및 분석결과를 이용한 저항계수 산정에 하기 전에 식 (4.1)의 허용응력설계법의 안전율을 이용한 LRFD 저항계수 예비보정방법 (preliminary calibration scheme)을 이용하여 저항계수를 산정하였다(FHWA, 2001).

$$\phi = \frac{\gamma_{QD} Q_D + \gamma_{QL} Q_L}{F_S(Q_D + Q_L)} = \frac{\gamma_{QD}(Q_D/Q_L) + \gamma_{QL}}{F_S(Q_D/Q_L + 1)} \quad (4.1)$$

본 연구에서 얇은기초가 적용된 현장의 설계하중으로부터 산정된 하중비는 표 4.22와 같이 $(Q_D/Q_L) = 3.4 \sim 6.4$ 범위로 산정되었고 평균 5.0으로 산정되었다.

표 4.22 연구에 적용된 현장자료의 하중비

구 분	광주 및 전남지역										기존문헌
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
하중비	3.4	6.5	5.4	3.6	5.8	4.3	6.4	5.5	5.1	5.6	6.7

저항계수 산정에 이용된 하중비 및 하중계수는 표 4.22의 값을 이용하였고 허용응력설계법에서 얇은기초에 대한 안전율은 현재 가장 많이 사용하고 있는 3.0을 적용하였다.

하중비가 $(Q_D/Q_L) = 5$ 이상인 경우에는 표 4.23과 같이 하중계수의 변화가 거의 없이 수렴하는 것으로 나타났다.

표 4.23 하중비에 따른 저항계수

하중비 (Q_D/Q_L)	0.5	1	1.5	2	3	5	10	15
저항계수(ϕ)	0.480	0.483	0.485	0.494	0.461	0.431	0.402	0.402

4.8 신뢰도 해석에 의한 저항계수 보정

4.8.1 저항의 통계학적 특성

하중저항계수설계법(LRFD)에서 저항계수의 산정은 파괴모드에 대해 규정된 허용파괴확률 또는 목표신뢰도지수의 수준에 부합하여야 하며 저항계수의 보정은 대상 구조물의 지역적 특성을 반영할 수 있는 통계학적 자료에 기초한 신뢰도이론에 따라 이루어져야 한다.

본 연구에서는 얇은기초의 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하고자 국내에서 수집된 평판재하시험 자료와 지지력이론식에 의해 산정된 저항편향계수에 대한 통계학적 분석을 수행하였다. 또한 얇은기초 적용사례에 대한 신뢰도해석을 실시하여 구조물의 신뢰도수준을 평가하고 목표신뢰도지수를 제안하였다. 저항계수 결정을 위해 산정된 저항의 특성값과 신뢰도수준을 표 4.24에 나타내었다.

표 4.24 저항계수 보정을 위해 산정된 저항의 통계학적 특성값

저항편향계수 (λ_R)	변동계수 (COV_R)	신뢰도 수준 (β)	목표신뢰도지수 (β_T)
0.81 ~ 1.30	0.32~0.43	1.20~3.22	2.56

4.8.2 지지력 이론식에 대한 저항계수 보정

하중계수(r_Q , λ_Q , COV_R)와 하중비($Q_D/Q_L = 5.0$)가 일정하고 목표신뢰도지수를 2.56으로 적용할 경우, 저항계수는 다음 표 4.25와 같이 Vesic(1973) 식을 제외한 나머지 이론식은 저항편향계수와 변동계수가 거의 유사하여 $\phi = 0.32 \sim 0.38$ 로 안전여유가 보정되었다.

또한 저항계수는 저항편향계수의 크기에 비례하는 것으로 나타났고 신뢰도이론에 기반한 저항계수가 부족한 것으로 평가할 수 있다.

표 4.25 지지력 이론식별 저항계수 보정결과

지지력 이론식	저항편향계수	변동계수	저항계수
Terzaghi	1.02	0.41	0.36
Meyerhof	1.04	0.42	0.32
Hansen	1.01	0.41	0.35
Vesic	1.23	0.49	0.38

4.8.3 저항편향계수와 변동계수에 따른 저항계수

하중저항계수설계법(LRFD)의 목표신뢰도지수($\beta_T = 2.56$)와 하중비($Q_D/Q_L = 5.0$)가 일정한 경우에 극한지지력 이론식별 저항편향계수(ϕ)와 저항편향계수의 변동계수의 관계는 저항편향계수가 증가할 경우 저항계수도 선형적으로 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

극한지지력 이론식에 따라 저항편향계수는 다르나, 저항편향계수의 변동계수는 거의 유사하므로 저항편향계수에 따른 극한지지력 이론식별 저항계수는 동일 선상에 위치하는 것을 확인할 수 있었다.

저항편향계수의 변동계수가 증가하면 저항계수는 감소하는 경향을 확인하였으며 저항편향계수의 변동계수가 클수록 극한지지력 이론식 별 저항계수의 편차는 미소하게 감소하였다.

4.8.4 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

하중비의 영향을 받지 않는 일정한 저항계수의 산정을 위하여 하중비가 5.0일 때, 목표신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하였다. 목표신뢰도지수가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 확인할 수 있었고 극한지지력 이론식별 저항계수의 편차가 감소하는 것을 확인하였다.

표 4.26과 같이 목표신뢰도지수가 $\beta_T = 2.56$ 에서 $\beta_T = 3.5$ 로 증가하는 동안 저항계수는 약 1.9배정도 감소하였다. 따라서 저항계수는 목표신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가되었으며, 본 연구에서는 사질토지반에 적용된 얽은기초의 목표신뢰도지수 $\beta_T = 2.56$ 에 대한 저항계수는 $\phi = 0.41$ 로 산정하였다.

표 4.26 목표신뢰도지수에 따른 저항계수 보정

하중계수	신뢰도 수준(β)					
	2.0	2.3	2.56	2.9	3.2	3.5
얽은기초	0.53	0.47	0.41	0.35	0.31	0.27

제 5 장 결 론

지반특성과 현행 설계, 시공실무를 고려한 기초구조물의 기술표준화가 한계상태설계법과 관련하여 현재 이루어지고 있으며 해외 설계 및 시공이 증가함에 따라 국내에서도 이와 관련한 많은 연구 및 과제가 진행되고 있다. 따라서 본 연구는 광주 및 전남 지역을 중심으로 구조물기초로 활용되고 있는 사질토지반 얇은기초의 한계상태설계법의 체계를 구성하고 신뢰도이론을 바탕으로 국내 기술수준이 반영된 저항계수의 보정을 하고자 수행하였다.

수집된 자료에 대하여 합리적이고 적용성이 높은 신뢰도 해석기법인 일계신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 신뢰도분석을 실시하였으며, 적합한 수준의 목표신뢰도지수를 결정하고 신뢰도기반의 저항계수를 산정한 결과는 다음과 같다.

1. 저항편향계수는 재하시험을 통한 실측 극한지지력과 설계 시 적용된 설계지지력의 비로 정의되며, 재하시험 결과로부터 Two-Slope 분석법으로 산정된 측정지지력과 국내설계실무에 주로 적용되는 사질토 지반의 이론적 지지력 산정방법인 Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic 공식을 적용하여 산정된 설계지지력의 비교·분석을 통해 저항편향계수를 산정하였다. 그 결과, Terzaghi 저항편향계수 평균은 0.837이며, Meyerhof 저항편향계수 평균은 0.774, Hansen 저항편향계수 평균은 1.149, Vesic 저항편향계수 평균은 0.995로 분석되어 Vesic 지지력공식이 예측 변동성이 낮고 실측 값과 근접한 결과인 것을 확인하였다.
2. 광주·전남지역의 얇은기초가 적용된 현장의 설계·시공 자료를 수집하여 신뢰도해석을 통한 신뢰도지수를 평가하였고, 안전율과 신뢰도지수는 비례하는 경향을 확인하였으며 평균 신뢰도지수는 3.2로 분석되었다.
3. 얇은기초는 말뚝기초에 비하여 비교적 높은 안정성이 요구되고 있으며 본 연구에서 분석된 신뢰도수준은 선행 연구에서 제안하고 있는 목표신뢰도지수에 비하여 상대적으로 낮게 평가되었다. 따라서 상부구조물의 목표신뢰도지수에 해당하는 신뢰도수준을 확보하고 허용응력설계법의 안전율에 대응하는 목표신뢰도지수를 확보할 수

있도록 얇은기초의 목표신뢰도지수는 2.56으로 제안하였다.

5. 신뢰도해석인 일계신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 이용하여 저항계수를 산정한 결과, 지지력 이론식 별로 0.32~0.38로 나타났으며, 이는 허용응력설계법의 안전율이 부족한 것으로 평가되었다. 신뢰도해석 결과를 활용하여 저항편향계수 및 변동계수, 하중비에 따라 저항계수를 산정한 결과 하중비 5.0 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.
6. 목표신뢰도지수에 대응하는 저항계수를 산정한 결과 목표신뢰도지수가 증가함에 따라 저항계수는 약 1.9배 정도 감소하는 경향을 보여 매우 민감한 관계인 것을 확인할 수 있었다. 사질토지반에 적용된 얇은기초는 구조물의 중요도에 따라 목표신뢰도지수가 달라 질 수 있으며, 목표신뢰도지수 2.56에 대한 저항계수는 0.41로 제안하였다.

참 고 문 헌

1. 광기석, 박재현, 최용규, 허정원(2006), “LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수산정, 대한토목학회논문집, 제 26권, 제 5C호, pp.343~350.
2. 국토해양부(2012), 도로교 설계기준(한계상태설계법), 한국도로교통협회
3. 김규덕(2008), “측방유동을 받는 교대기초말뚝의 안정성에 관한 신뢰도해석”, 조선대학교 박사학위논문
4. 김동건(2014), “사질토 지반 얇은기초에 대한 신뢰도분석 및 LRFD 저항계수 산정”, 강원대학교 박사학위논문
5. 김범주(2004), “한계상태설계법의 기초설계 적용을 위한 부분안전계수의 평가”, 한국지반공학회논문집, 제 20권, 제 9호, pp.77~89.
6. 김석중, 권오성, 정성준, 한진태, 김명모(2010), “LRFD 설계를 위한 현장타설말뚝의 주변지지지력 저항계수 산정”, 한국지반공학회논문집, 제 26권, 제 7호, pp.17~24.
7. 김영수(1988a), “사면안정의 확률론적 해석”, 대한토목학회논문집, 제 8권, 제 3호, pp.85~90.
8. 김영수(1988b), “진행성 파괴에 대한 사면안정의 파괴론적해석”, 대한토질공학회논문집, 제 4권, 제 2호, pp.5~14.
9. 김영수, 이송, 조우철(1992), “지진하중에 의한 액화의 가능성과 간극수압의 발생에 관한 확률론적 연구”, 한국지반공학회지, 제 8권, 제 2호, pp.31~44.
10. 김영수, 정성관(1989), “지진 시 사면파괴의 확률론적해석”, 대한토질공학회논문집, 제 5권, 제 1호, pp.27~34.
11. 김영인, 박길현, 신형우, 이채규(1992), “신뢰도이론에 의한 말뚝기초의 안정해석”, 조선대학교 국토개발연구, 제 12권, 제 1호, pp.19~50.
12. 김용필(1985), “유상관설계변수에 의한 얇은기초의 신뢰도 해석”, 고려대학교 박사학위논문
13. 김용필, 임병조(1986a), “단일형 거동함수에 의한 얇은기초의 신뢰도 해석”, 대한토질공학회지, 제 2권, 제 1호, pp.27~44.
14. 김용필, 임병조, 임충모(1986b), “유상관 파괴모형에 의한 얇은기초의 신뢰도 해석”, 대한토질공학회지, 제 2권, 제 1호, pp.67~75.
15. 김종환(2011), “얇은기초의 지지력 특성에 관한 해석적 연구”, 창원대학교, 박사학위논문
16. 김창동, 김병일, 김수일, 이준환(2008), “확률변수의 분포특성을 고려한 얇은기초 신뢰도 설계”, 한국지반공학회논문집, 제 24권, 제1호, pp.119~130.

17. 김훈태(2014), “사질토 지반 얽은기초에 대한 LRFD 저항계수 분석”, 강원대학교 박사학위논문
18. 대한토목학회(2008), 도로교설계기준해설, 기문당.
19. 박재현, 김동욱, 광기석(2011), “국내외 구조물기초의 한계상태설계 동향”, 기술기사 II, 대한토목학회지, 제 59권, 제 7호, pp.44~50.
20. 박재현, 허정원, 이주형, 정문경, 광기석(2008), “몬테카를로 시뮬레이션에 의한 항타강관말뚝 저항계수 산정”, 대한토목학회 정기학술대회, pp.861~864.
21. 박종수(2006), “2차원 및 3차원 해석에 의한 얽은기초의 지지력 및 침하 특성 연구”, 창원대학교 석사학위논문
22. 박준모(2012), “심층혼합처리 지반의 내부안정에 대한 LRFD 저항계수 분석”, 동국대학교 박사학위논문
23. 박준모, 도준기, 장연수(2012b), “심층혼합처리공법에 대한 한계상태설계법의 적용”, 한국지반공학회 가을학술발표회, pp.370~377.
24. 박준모, 장연수, 도준기(2012a), “심층혼합처리공법의 하중저항계수설계법을 위한 목표신뢰도지수 산정”, 한국지반공학회 봄학술발표회, pp.966~973.
25. 박준모, 장연수, 민지아, 장연수(2010), “심층혼합처리공법에 대한 하중저항계수설계법(LRFD)에 관한 연구”, 한국 토질 및 기초기술사회 학술발표회, pp.180~185.
26. 박준모, 한용배, 장연수(2013), “비선형회귀분석을 이용한 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 예측”, 한국해양해양공학회논문집, 제 25권, 제 2호, pp.112~121.
27. 백영식(1978), “토질공학에 있어서 안전율과 파괴확률”, 대한토목학회지, 제 26권, 제 5호, pp.18~21.
28. 안종필, 박상범, 김규덕(2008), “신뢰석 해석에 의한 교대 기초말뚝의 안전성에 관한 연구”, 공학기술논문지, Vol. 1, No. 1, pp.140~146.
29. 안종필, 이증빈, 박주원, 김규덕, 김성현(2007), “측방유동을 받는 교대말뚝기초의 신뢰도해석”, 한국구조물진단학회 가을학술발표대회 논문집, pp.317~324.
30. 안종필, 이증빈, 박주원, 김규덕, 김성현(2008), “측방유동을 받는 교대기초의 PEM 해석”, 한국구조물진단학회 봄학술발표대회 논문집, pp.145~151.
31. 윤길립(2001), “차세대 구조물기초 설계기준~EUROCODE 및 LRFD를 중심으로”, 기술기사, 지반한국지반공학회, pp.52~61.
32. 윤홍준, 정성준, 김명모(2007), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수산정”, 한국지반공학회논문집, 제 23권, 제 8호, pp.107~116.
33. 이규환(2007), “지반특성의 불확실성과 신뢰도 기법을 고려한 압밀해석”, 한국구조물진단학회지, 제 11권, 제 4호, pp.138~146.

34. 이송, 임병조, 백영식, 김영수(1985), “얽은기초의 파괴확률에 관한 연구”, 대한토질 공학회지, 창간호, pp.47~58.
35. 임유진(2002), “데이터베이스 구축을 통한 얽은기초 침하예측식의 신뢰도분석”, 대한토목학회 학술대회, Vol.2002, No.11, pp.2077~2080.
36. 정두영, 오병현(1993), “얽은기초 침하의 확률론적 해석”, 한국지반공학회지, Vol.9, No.3, pp.77~90.
37. 정성관(1986), “사면의 대수나선파괴에 대한 확률론적해석”, 경북대학교 박사학위논문
38. 정용운(1997), “신뢰성 이론에 의한 보강토옹벽의 안정해석에 관한 연구”, 조선대학교 석사학위논문
39. 정준식(1993), “신뢰도이론에 의한 진동기계 기초 구조물 설계상의 안전도 연구”, 대학연구논문집, 동국대학교 대학원, 제 23권, pp.315~338.
40. 조효남, 강춘길, 박해일(1995), “토류벽 지지용 버팀보구조물의 체계신뢰도해석 및 안전도평가”, 대한토목학회논문집, 제 15권, 제 2호, pp.305~314.
41. 조효남, 정태송, 전재명(1983), “신뢰도이론에 의한 R.C옹벽의 안정해석 및 설계기준”, 대한학회논문집, 제 3권, 제 35호, pp.77~86.
42. 토지주택연구원(2011), “말뚝기초의 설계법 선진화 및 시공법 다양화”, 한국토지주택공사
43. 한국건설기술연구원(2008), “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”, 국토해양부, 한국건설교통기술평가원
44. 한용배(2013), “점성토지반에서의 단일쇄식다짐말뚝에 대한 LRFD 저항계수 분석”, 동국대학교 박사학위 논문
45. 해양수산부(2005a), 항만 및 어항 설계기준(상권), 한국항만협회
46. 해양수산부(2005b), 항만 및 어항공사 전문설계기준, 해양수산부
47. 해양수산부(2005c), “차세대 항만 설계기술 개발-항만설계기준 및 신뢰도 설계법을 중심으로(1~5단계 최종보고서)”, 해양수산부
48. 허정원, 박재현, 김경준, 이주형, 광기석(2007), “국내 향타강관말뚝 설계법의 신뢰도 평가”, 한국지반공학회논문집, 제 23권, 제 12호, pp.61~73.
49. 허정원, 정상섭, 광기석(2005), “축하중을 받는 말뚝구조물의 MCS에 기초한 신뢰도 해석”, 대한토목학회논문집, 제 25권, 제 3C호, pp.181~188.
50. AASHTO(1994), LRFD Bridge and Construction Specifications, Washington, DC.

51. AASHTO(1996), Standard Specifications for Highway Bridges 16th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
52. AASHTO(2002), Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
53. AASHTO(2004), LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 3rd ed., Washington, D.C.
54. AASHTO(2007), LRFD Bridge Design Specifications 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
55. AASHTO(2010), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 15th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
56. AASHTO(2014), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
57. ACI(1999), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (318R-99), American Concrete Institute, Detroit, MI.
58. AISC(1994), Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
59. Allen, T. M., Christopher, B. R., Elias, V. and DiMaggio, J.(2001), "Development of the Simplified Method for Internal Stability of Mechanically Stabilized Earth(MSE) Walls", Washington State Department of Transportation, Report WA-RD 513, pp.108.
60. Allen, T. M., Nowak, A. S., and Bathurst, R. J.(2005), "Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design", Circular Number E-C079, Transportation Research Board, Washington, D.C.
61. Aoki, N. and de Allencar, D.(1975), "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles", Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires.

62. API(1993), Draft Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—oad and Resistance Factor Design, API RP2A-LRFD, American Petroleum Institute, Dallas, TX.
63. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K. and Kim, S. G.(1991), “NCHRP Report 343: Manuals for the Design of Bridge Foundations”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
64. Becker, D. E.(1996), "Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit State Design for Foundations, Part II, Development for the National Building Code of Canada", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 6, pp.984~1007.
65. Brinch-Hansen, J.(1966), "Code of Practice for Foundation Engineering", Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 22, Copenhagen, Denmark.
66. Bustamante, M., and Gianceselli, L.(1982). "Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT." Proc., 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, The Netherlands, Vol. 2, pp.493~500.
67. Butler, H. D., and Hoy, H. E.(1977), "Users Manual for the Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing", FHWA-IP-77-8, FHWA Office of Development, Washington, DC.
68. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H.(1987), "Analysis and design of foundations socketed into rock, Geotechnical Engineering Group, Research Report 1493-4, Cornell University Ithaca, New York.
69. CEN(2004), Eurocode7-Geotechnical Design, European Committee for Standardization, TC250.
70. Chen, Y.(2000a), "Practical Analysis and Design Methods of Mechanically tabilized Earth Walls I: Design Philosophies and Procedures", Engineering Structures, Vol. 22, No. 7, pp.793~808.
71. Chen, Y.(2000b), "Practical Analysis and Design Methods of Mechanically Stabilized Earth Walls II: Design Comparisons and Impact of LRFD Method", Engineering Structures, Vol. 22, No. 7, pp.809~830.
72. Chin, F. K.(1971), "Pile Tests-Arkansas River Project", Journal of Soil mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp.930~932.

73. Choi, S. K., Grandhi, R. V. and Canfield, R. A.(2007), Reliability-based Structural Design, Springer.
74. CIRIA(1977), "Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes", Construction Industry Research and Information Association, Report 63. SWIP 3AU, Report 63, London, England.
75. CSA(1992), Code for the Design, Construction and Installation of Fixed Offshore Structures, Standards S471 and S472, Canadian Standards Association, Toronto.
76. D'Appolonia(1999), "Developing New AASHTO LRFD Specification for Retaining Walls", Final Report, NCHRP Project 20-7, Task 88, Ground Technology, Inc., Monroeville, PA. p.50.
77. Davisson, M.(1972), "High Capacity Piles", Proceedings of The Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, pp.81~112.
78. DeBeer, E.(1970), "Proefondervindelijke Bijdrage tot de Studie Van Het Grandsdraagvermogen Van Zand onder Funderinger op Staal". English version. Geotechnique, Vol.20, No.4, pp.387~411.
79. Der Kiureghian, A., Lin, H. Z. and Hwang, S. J.(1986), "Second-Order Reliability Approximations", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp.1208~1225.
80. DGI(1985), Code of Practice for Foundation Engineering, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
81. Duncan, J. M.(2000), "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp.307~316.
82. Ellingwood, B. R. and Galambos, T.(1982), "Probability-Based Criteria for Structural Design", Structural Safety, Vol. 1, pp.15~6.
83. Ellingwood, B. R. and Tekie, P. B.(1999), "Wind Load Statistics for Probability-based Structural Design", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 4, pp.453~463.

84. Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. G. and Cornell, C. A.(1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58", Special Publication 577, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
85. Fellenius, B.(1994), "Limit States Design for Deep Foundations", Proceedings U.S. DOT International Conference on Deep Foundations, Orlando, Federal Highway Commission.
86. FHWA(1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Method, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-IF-99-025, Washington D.C.
87. FHWA(2001), Load and Resistance Factor Design(LRFD) of Highway Bridge Substructures, Federal Highway Administration, Report No. FHWA HI-98-032, Washington D.C.
88. FHWA(2005), Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design-Reference Manual, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-NHI-05-052, Washington D.C.
89. FHWA(2005), Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design-Reference Manual, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-NHI-05-052, Washington D.C.
90. FHWA(2010), Geotechnical Engineering Circular No. 10-Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods, Report No. FHWA-NHI-10-016, Washington D.C.
91. Freudenthal, A. M.(1956), "Safety and the Probability of Structural Failure", Transactions, ASCE,
92. Grivas, D.A.(1979), "A Reliability Approach to the Design of Soil Slopes", Proceedings of the Seventh European Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.95~99.

93. Hamilton, J. and Murff, J.(1992), "Selection of LRFD Resistance Factors for Pile Foundation Design", Proceedings Structures Congress '92, American Society of Civil Engineers Structures Congress, April 13 - 5, San Antonio, Texas.
94. Hansen, J.B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute Bulletin 28, Copenhagen.
95. Hasofer, A. M. and Lind, L. C.(1974), "Exact and Invariant Second Moment Code Format", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, No. 1, pp.111~121.
96. Hoeg, K., and Muraka, R.P.(1974), "Probability Analysis and Design of A Retaining Wall", ASCE, Vol.100, GT3, March, pp.349-366.
97. Horvath, R. G., and Kenny, T. C.(1979), Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers, Drilled Shaft Design and Construction in Florida, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville.
98. Kitazume, M. and Nagao, T.(2007), "Studies of Reliability based Design on Deep Mixing Improved Ground", Report of Port and Airport Research Institute, Vol. 46, No. 1, pp.3~44.
99. Kondner, R. L.(1963), "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115~143.
100. Kulhawy, F. H. and Phoon, K. K.(1996), Engineering Judgment in the Evolution from Deterministic to Reliability-Based Foundation Design, Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice, Geotechnical Special Publication No. 58, Vol. 1, American Society of Civil Engineers, pp.29~38.
101. Kulicki, J. M., Prucz, A., Clancy, C. M., Mertz, D. R. and Nowak, A. S.(2007), Updating the Calibration Report for the AASHTO LRFD Code, Final Report for NCHRP Project 20-07/186.
102. Lazarte, C. A.(2011), NCHRP Report 701: Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction, Transportation Research Board, Washington, D.C.

103. Lim, G. T.(2003), Stabilisation of an Excavation by an Embedded Improved Soil Layer, Ph. D. Thesis, National University of Singapore, pp.56~81.
104. Lind, N. C.(1971), "Consistent Partial Safety Factors", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST6, pp.1651~1669.
105. Madsen, H. O., Krenk, S. and Lind, N. C.(1986), Methods of Structural Safety, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ. Matsuo. M., and Asaoka. K.(1976), "A Staistical Study on a Converntonal Safety Factor Method", Soils and Foundations, Vol.16, No.1, March, pp.75~95.
106. Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp.349~355.
107. Meyerhof, G.(1994), "Evolution of Safety Factors and Geotechnical Limit State Design", Second Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, Nov. 4, pp.32.
108. Meyerhof, G.G.(1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol.2, No.4, pp.301~331.
109. Meyerhof, G.G.(1963), "Some Recent Research on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Canadian Geotechnical, Vol.1, pp.16~26.
110. Meyerhof, G.G.(1977), "Partial and Total Safety Factors", Proceeding of 9th Geotechnical Eng, pp.503~505.
111. MOT(1992), Ontario Highway Bridge Design Code, Ministry of Transportation, Downsview, Ontario, Canada.
112. Naval Facilities Engineering Command Design Manual 7.01 (NAVFAC) (1986), Orpwood, T.G., Shaheen, A.A. and Kenneth, R.P (1989). "'Pressuremeter evaluation of glacial till bearing capacity in Toronto, Canada'" Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ed. F.H. Kulhawy, Vol.1, pp.16-28; ASCE, Reston: Virginia.
113. NAVFAC DM-7.2(1982), Foundations and Earth Structures: Design Manual 7.2, Naval Facilities Engineering Command, p.244.
114. Nowak, A. S.(1999), NCHRP Report 368: Calibration of LRFD Bridge Design Code, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

115. NRC(1995), National Building Code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada.
116. OHBDC(1983), Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Downsview, Ontario, Canada.
117. O'Neill, M. W. and Reese, L. C.(1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Method, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-IF-99-025, Washington D.C. Paikowsky, S., Birgission, G., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenerson, K., O'Mally, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M.(2004), NCHRP Report 507: Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Deep Foundations, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
118. O'Neill, M. W.(1995), "LRFD Factors for Deep Foundations through Direct Experimentation", Proceedings of US/Taiwan Geotechnical Engineering Collaboration Workshop, Sponsored by the National Science Foundation(USA) and the National Science Council(Taiwan, ROC), Taipei, January 9 - 1, pp.100~114.
119. Paikowsky, S. G., Canniff, M. C., Lesny, K., Kisse, A., Amatya, S. and Muganga, R.(2010), NCHRP Report 651: LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
120. Philipponnat, G.(1980), "Methode prtique de calculd'un pieu isole a l'aide de penetrometre statique", Revue Francaise de Geotechnique, Vol. 10, pp.55~64.
121. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H.(1996), Practical Reliability based Design Approach for Foundation Engineering, Research Record 1546, Transportation Research Board, Washington, pp.94~99.
122. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H.(1999), "Characterization of Geotechnical Variability", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, No. 4, pp.612~624.
123. Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H.(2002), "EPRI Study on LRFD and MRFD for Transmission Line Structure Foundations", In Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance, Swets & Zeitlinger, Lisse, Netherlands, pp.253~261.

124. Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. and Grigoriu, M. D.(1995), Reliability-based Design of Foundations for Transmission Line Structures, Report No. TR-10500, Electric Power Research Institute, Palo Alto. pp. 974~985.
125. Prandtl, L.(1921), “Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden”, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. Basel, Switzerland, Vol.1, No.1, pp.15~20.
126. Reese, L. C. and O’Neill, M. W.(1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA Publication No. FHWA-HI-88-042, pp.564.
127. Schmertmann, J. H.(1978), Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design, U.S Dept. of Transportation, FHWA-TS- 78-209. Schultze, E., “The Probabilistic Approach to Soil Mechanics Design, Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp.501~511.
128. Shinozuka, M.(1983), “Basic Analysis of Structure Safety”, Journal of Structure Division, ASCE, Vol. 109, ST-3, pp.721~740.
129. Shooman, M. L.(1968), Probabilistic Reliability : An Engineering Approach, McGraw-Hill, New York.
130. Singh, A.(1971), “How Reliable is the Factor of Safety in Foundation Engineering?”, 1st ICASP, Hong Kong, pp.384~424
131. Snedecor, G. W. and Cochran, W. G.(1989), Statistical Methods, 8th Edition, Iowa State University Press.
132. Tang(1981), “Probabilistic Evaluation of Loads”, ASCE, March, pp.287~304
133. Tang, W.(1984), “Principles of Probabilistic Characterization of Soil Properties”, Proceedings Probabilistic Characterization fo Soil Properties: Bridge between Theory and Practice, Atlanta, ASCE, New York, pp.74~89.
134. Terashi, M. and Juran, I.(2000), “Ground Improvement - State of the Art”, GeoEng 2000, Melbourne, pp.461~519.
135. Terzaghi(1943), K.(1943), “Theoretical soil mechanics”, Wiley, New York.
136. U.S. Army Corps of Engineers.(1997), “Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering”, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Technical

- Letter, No. 1110-2-547, September 30.
137. Vesic, A.(1975). "Bearing Capacity of Shallow Foundations", Foundation Engineering Handbook(eds. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang), Van Nostrand Reinhold, New York, pp.121~147.
 138. Vesic, A.S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal of soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99(SMI), pp.45~73.
 139. Weibull, W.(1951), "A Statistical Distribution Function of Wide Applicability", Journal of Applied Mechanics ASME Paper, Vol. 18, pp.293~296.
 140. Withiam, J., Voytko, E., Barker, R., Duncan, M., Kelly, B., Musser, S. and Elias, V.(1998), Load and Resistance Factor Design(LRFD) of Highway Bridge Substructures, FHWA HI-98-032, FHWA. Wu, T.H., and Kraft, I.M., "The Probability of Foundations Safety", ASCE, Vol.93, No.Sm5, September, 1967, pp.213~231.
 141. Wu, T.H.(1974), "Uncertainty, Safety, and Desision in Soil Engineering", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Voll.100, No.GT3, March, pp.392~348.
 142. Wu, T.H.(1981), "Probabilistic Evaluation of Loads", ASCE, March, pp.287~304.
 143. Zhang, L., Tang, W. and Ng, C.(2001), "Reliability of Axially Loaded Driven Pile Groups", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 12, pp.1051~1060.