

풍화토 지반 얇은기초의 저항편향계수 분석

Estimation of Resistance Bias Factor for Shallow Foundation on the Weathered Soil Ground

Dong Gun Kim, Byung Soo Park*

Gangwon Provincial College, Yeonju-ro 270 Jumunjin-eup, Gangneung-si, Gangwon-do, Korea

Abstract

Recently development of standardized design code is needed to enhance the international competitiveness according to demand of opening construction market by international treaty. Research on the limit state design method in the filed of structure foundation is in progress as follow the global trend. Analysis of probability statistics about the data base of literatures and reports of construction and design collected was performed to quantify the uncertainty about property of weathered soil ground in designing the shallow foundation. Appropriate ultimate bearing capacity was evaluated by comparing the existing methods of estimating this value and the nonlinear regression method and values of resistance bias factor and COV of weathered soil could be analyzed quantitatively through this process.

Key words: LRFD, resistance bias factor, shallow foundation

국문초록

최근 국제협약 등에 의해 건설시장이 개방됨에 따라 국제경쟁력 확보를 위한 표준화된 설계기준의 개발 필요성이 대두되고 있고, 이에 구조물 기초 분야에서도 세계 시장에 발맞추어 한계상태설계법과 관련한 연구가 활발히 진행중에 있다. 본 연구에서는 국내 풍화토 지반 상에 축조되는 얇은기초 설계에 대한 하중저항계수설계법의 적용성을 검토하였다. 얇은기초 설계법에 내재되어 있는 풍화토 지반의 불확실성을 정량화하기 위하여 문헌 및 시공/설계 자료를 수집하여 확률통계분석을 수행하였다. 기존의 극한지지력 평가법과 비선형회귀분석을 이용한 지지력 평가법을 비교하여 각 현장에 대한 최적의 극한지지력을 산정하였고, 이를 통해 풍화토 지반의 저항편향계수와 변동계수를 정량적으로 분석할 수 있었다.

주제어: 하중저항계수설계, 저항편향계수, 얇은기초

* Corresponding author. Tel. +82-33-660-8243. E-mail. bspark@gangwon.ac.kr

Submission & Publication Process

Received: Sep. 29, 2014 / Revised: Oct. 16, 2014 / Accepted: Oct. 20, 2014

I. 서론

현재 국내의 얇은기초 설계는 기준 안전율과 전단파괴기준에 근거한 허용지지력과 침하기준을 만족하도록 수행되고 있다. 안전율은 저항과 하중의 비로서, 이러한 안전율 개념에 포함된 주요 단점은 실제적으로 적용되고 있는 설계변수(지반 특성, 하중 등)가 불확실성을 가지고 있음에도 하나의 대표값을 적용한다는 것이다. 대표값을 이용하여 해석하는 방법을 결정론적 방법(Deterministic Method)이라 하며 결정론적 방법으로 산정한 안전율은 구조물의 조건, 기술자의 판단, 설계관련 계수에 적용된 보수성 등이 경험적이고 정성적으로 반영된 것이기 때문에 최종적으로 도출된 결과에 대하여 정량적인 신뢰도를 명확하게 규정할 수 없게 된다고 하였다(김병일 외, 2008).

지반공학 분야에서 신뢰성해석과 신뢰성기반 설계에 관한 연구는 이미 20여 년 전부터 수행되었으며, 현행 안전율 개념의 허용응력설계법(Allowable Stress Design, ASD)을 보완하고 비용 대비 효과에 기초한 최적 설계 대안을 결정할 수 있다는 연구결과가 발표되면서 말뚝, 얇은기초, 사면, 연약지반개량 등 거의 모든 분야에 대한 연구가 진행되고 있다.

하지만 설계자가 확률통계학적 분석과 신뢰성이론을 습득하여 파괴확률을 산정하고, 구조물 기초를 최적화하는데 많은 어려움이 있어 실무에서 쉽게 접근하지 못하고 있으며, 현재까지도 일부 연구자들에 국한되어 신뢰성기반 설계에 관한 연구가 수행되고 있다. 이와 같은 국내 환경에도 불구하고 국제적인 설계법의 흐름은 전통적인 설계법이 가지는 불확실성을 해결할 수 있으며, 정량적인 안전여유를 파악할 수 있는 한계상태설계법을 적용하는 것이다.

따라서 본 연구에서는 신뢰성 기반의 얇은기초 설계를 위하여, 평판재하시험의 실측 극한지지력을 AASHTO(2010) 시방서에서 제시하고 있는 4가지 평가방법을 적용하고 이 중 가장 타당한 극한지지력 평가법을 선정하기 위하여 비선형회귀분석을 활용하여 극한지지력을 평가할 수 있는 방법(한용배, 2013)을 활용하여 비교 분석하였다. 또한 극한지지력 산정 제안식 별로 각 평가법에 따른 저항편향계수 경향을 알아보고 하중저항계수설계법에서는 저항의 확률분포를 로그정규분포로 가정하고 있으므로 Chi-Square Test를 이용하여 저항편향계수의 확률분포 적합성을 검정하였다.

II. 문헌고찰

1. 얇은기초의 극한 지지력

Terzaghi(1943)는 Bell의 지지력 이론에서는 파괴면의 형상이 실제와는 다르게 직선으로 표현된다는 것과 주동영역과 수동영역 사이에 작용하는 전단응력을 무시하였다는 점을 보완한 후, Prandtl(1921)의 소성이론을 발전시켜 균질한 지반에서 기초저면이 거친 강성 연속기초의 극한지지력

에 대한 해를 구하였다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta r_1 B N_r + r_2 D_f N_q \tag{1}$$

여기서, α, β =형상계수, c =점착력, γ_1, γ_2 =단위중량, B =기초폭, D_f =기초의 근입깊이,
 N_c, N_q, N_r = 지지력 계수

Meyerhof(1951, 1963)는 무한장 기초의 굴착면 위의 기초주위 지반 내에 발생할 수 있는 전단응력을 고려하여 식 (2)와 같이 극한지지력을 구하는 방법을 제안하였다.

$$q_u = c N_c S_c d_c i_c + 0.5 r B N_r S_r d_r i_r + q N_q S_q d_q i_q \tag{2}$$

여기서, S_c, S_r, S_q =형상계수, d_c, d_r, d_q =깊이계수, i_c, i_r, i_q =하중경사계수,

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \tag{3}$$

$$N_q = \tan^2 (45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} \tag{4}$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \tag{5}$$

Hansen(1970)과 Vesic(1973, 1975)은 Meyerhof(1951)의 이론을 확장하여 일반적인 다음과 같은 지지력공식을 제안하였다.

$$q_{ult} = c N_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ct} \zeta_{cg} \zeta_{ct} + 0.5 r B N_r \zeta_{rs} \zeta_{rd} \zeta_{ri} \zeta_{rg} \zeta_{rt} + q N_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qg} \zeta_{qt} \tag{6}$$

여기서, $\zeta_{cs}, \zeta_{rs}, \zeta_{qs}$ =형상계수, $\zeta_{cd}, \zeta_{rd}, \zeta_{qd}$ =심도계수, $\zeta_{ci}, \zeta_{ri}, \zeta_{qi}$ =하중경사계수, $\zeta_{cg}, \zeta_{rg}, \zeta_{qg}$ =지반경사계수, $\zeta_{ct}, \zeta_{rt}, \zeta_{qt}$ =기초저판 경사계수.

2. 극한지지력 산정방법

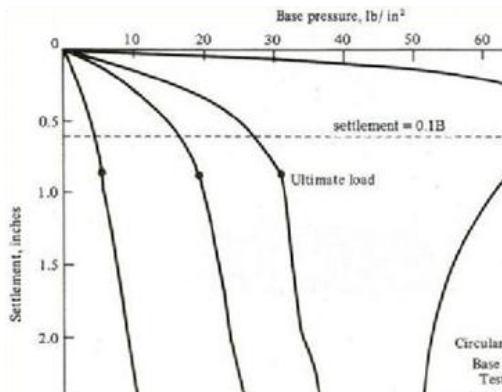
얇은기초의 설계를 위해 수행되는 재하시험은 극한하중단계까지 수행되지 않고 설계하중의 2배에 이르는 하중단계까지 재하하고 있어 재하시험을 통해 극한지지력을 결정하는데 어려움이 있다. 따라서 재하시험 결과를 이용하여 극한지지력을 산정하기 위하여 다음과 같은 방법을 이용하였다.

1) 0.1B 법(Vesic, 1975)

0.1B법은 <그림 1>에 나타낸 바와 같이 재하시험의 하중-침하 곡선에서 기초폭의 10%만큼 침하되었을 때에 대응하는 하중을 항복지지력으로 판정하고, 항복 지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하는 방법이다.

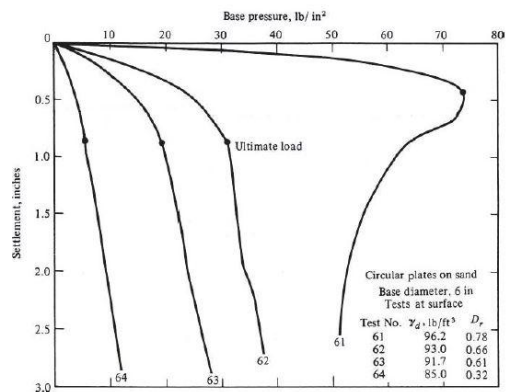
2) Minimum - Slope 법(Vesic, 1963)

최소 경사 분석법은 <그림 2>와 같이 하중(Q)을 기초의 면적(A)과 기초의 폭(B), 기초지반의 단위중량(γ)으로 나눈 값과 침하량을 기초의 폭으로 나눈 값(w/B)을 양대수지에 도시하고, 곡선이 침하량 축과 수평이 되기 시작할 때의 하중을 극한하중으로 판정하는 방법이다. 하중-침하 곡선의 기울기가 처음 0이 되는 점 또는 기울기의 변화가 없는 시점의 최소값에 대한 하중을 항복하중으로 정의하고 항복하중의 1.5배를 극한하중으로 판단하는 방법이다.



<그림 1> 0.1B 방법

※ 자료: Vesic(1975).



<그림 2> Minimum - Slope 방법

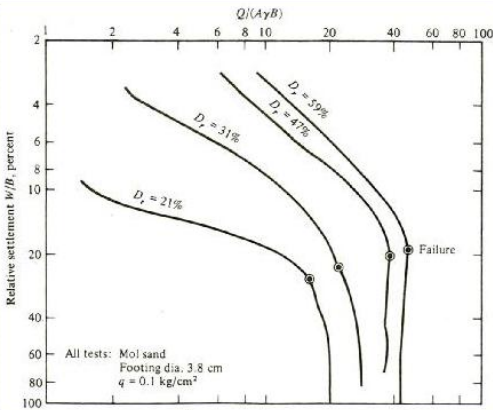
※ 자료: Vesic(1963).

3) LogP-LogS 법(De Beer, 1967)

LogP-LogS방법은 <그림 3>과 같이 평판재하시험으로부터 얻어지는 하중(P)-침하(S) 데이터를 양대수 눈금 축에 표시하고, 각점을 연결하여 얻어지는 선의 변곡점의 하중을 항복지지력으로 판정하고, 항복지지력의 1.5배를 극한지지력으로 산정하였다.

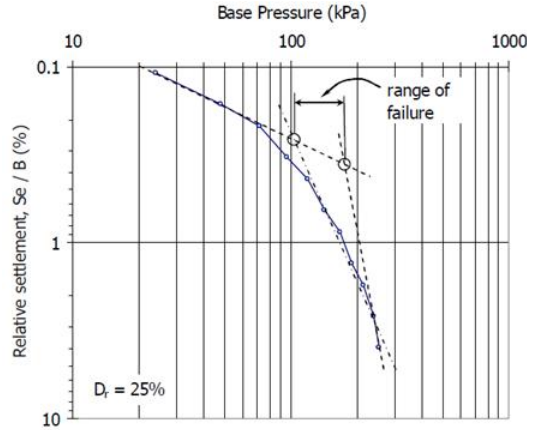
4) Two-Slope 법(NAVFAC, 1986)

이 방법은 <그림 4>에 나타난 것처럼 하중-침하 곡선에서 점근선이 교차하는 점을 파괴점으로 정의하는 것으로 이 방법을 사용하는 경우 파괴하중의 범위를 해석할 수 있으며, 파괴구간의 평균값을 극한지지력으로 산정하는 방법이다.



<그림 3> LogP - LogS 방법

※ 자료: De Beer(1967).



<그림 4> Two Slope 방법

※ 자료: NAVFAC(1986).

3. 비선형 회귀모델

기존의 극한지지력 평가법을 이용할 경우 여러 개의 변곡점이 나타나거나 변곡점을 구분하기 어려운 경우가 발생하여 이를 해소하고자 비선형 회귀 분석을 이용하여 극한지지력을 판정하는 방법을 적용하였다.

비선형 회귀모형은 화학공학, 생명공학 분야에서 다양한 모형식으로 제안되었으며, 회귀모형식의 형태에 따라 생산-밀도 모형(yield-density model), 점근적 회귀모형(asymptotic regression model), S자 형태의 성장곡선 모형(sigmoidal growth model)이 있다. 각각의 다른 형태의 모형은 적용 분야에 따라 특성이 다르며, 같은 분야의 모형식이라도 적합도가 다르게 나타날 수 있으므로 데이터의 특성에 따라 적합도가 우수한 비선형 회귀모형을 선택하여야 한다. 지반공학 분야에서 생산-밀도 회귀모형 중 포물선의 성격을 가지는 쌍곡선 회귀방정식은 다음 식과 같다.

$$q = \frac{\Delta}{a + b\Delta} \tag{7}$$

여기서, q 는 얇은기초 지반에 재하된 하중(지지력)이며, Δ 는 침하량, a 와 b 는 회귀분석에 의해 결정되는 회귀계수이다. 회귀계수 a 는 하중-침하량 쌍곡선의 접선각 $\theta = \tan^{-1}(1/a)$ 의 계수가 되며, 회귀계수 b 의 역수값 ($1/b$)은 점근선까지의 거리로 극한지지력이 된다.

점근적 회귀모형은 $q = a - b \cdot c^{\Delta}$ 과 같은 기본 회귀방정식으로 화학비료실험, 어류의 나이와 길이의 관한 연구에서 주로 적용되었으며, 선형 근사화에 가장 가까운 최소제곱추정치를 구하기 위하여 식 8, 9와 같은 지수함수 형태의 회귀방정식이 자주 이용되고 있다.

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta)) + c \cdot (1 - \exp(-d\Delta)) \tag{8}$$

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta)) + c \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + c \cdot d \cdot \Delta}\right) \quad (9)$$

S자 형태의 성장곡선 모형은 하중-침하량 곡선이 변곡점에 도달할 때까지 단조적으로 하중이 증가하고 극한하중에 점근적으로 도달하는 동안 침하량이 증가하는 S자 곡선에 대한 이론적 배경으로 제안되었으며, 식 10과 같은 Weibull 형태의 모형이 대표적이다.

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta^e)) \quad (10)$$

여기서, a, b, c, d, e는 비선형 회귀분석으로부터 결정되는 회귀계수로 a, c는 극한하중에 해당하는 점근선과 관련된 회귀계수로 a와 c의 합으로 극한지지력을 산정하며, b, d는 침하량 축에 대한 절편과 관련된 회귀계수이다. e는 회귀모형에서 모형이 가지는 복잡성을 의미하는 회귀계수이다.

III. 얇은기초의 극한지지력 평가

1. 자료수집

얇은기초의 하중저항계수설계법을 위한 데이터베이스를 구축하기 위해서는 실제 극한지지력을 평가하기 위한 평판재하시험 자료와 극한지지력 예측에 필요한 얇은기초의 제원과 지반특성 등의 자료수집이 요구되며, 평판재하시험시 재하판 폭, 직경, 얇은기초의 근입깊이, 기초폭과 단위중량, 내부마찰각, 점착력 등과 같은 지반특성의 데이터베이스가 구성되어야 한다.

본 연구에서는 데이터베이스 구축을 위하여 국내 풍화토지반에 대한 시험/시공 결과 보고서 및 학술논문으로부터 얇은기초의 평판재하시험 자료를 수집하였다. 최초 토사지반에 대한 재하시험자료를 465여종 수집하였고, 수집된 데이터 중 지반물성치($c=15.0\sim 25.0kPa$, $\phi=30\sim 40^\circ$) 범위 내 풍화토 지반을 선별하고 하중(P)-침하(S)곡선이 불분명하여 평가법을 이용한 극한지지력을 예측할 수 없는 경우와 위 조건에 부합된 데이터 중 극한지지력 값의 표준편차가 $\pm 2\sigma$ 범위내에 존재하지 않는 데이터는 제외하여 <표 1>에 나타난 것처럼 총 112개의 지역별 평판재하시험 데이터를 수집하였다.

<표 1> 데이터 수집 현황

구분	강원권	서울권	경기권	경북권
자료 수	33	42	25	12

2. 실측 극한지지력 평가

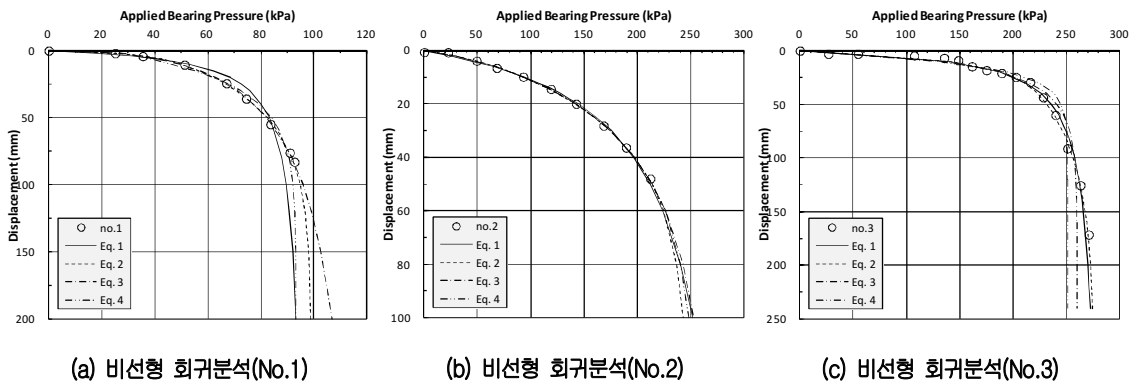
평판재하시험에 의한 하중-침하 곡선으로부터 실측극한 지지력을 평가하기 위하여 Minimum-slope

법(Vesic, 1963), logP-logS법(De Beer, 1967), Two-slope법(NAVFAC, 1986), 0.1B법(Vesic, 1975)을 적용하여 각 방법에 대한 극한지지력을 산정하여 <표 2>와 같이 권역별로 세 개씩 그 결과를 나타내었다. 총 112개의 데이터에 대하여 각 방법별 극한지지력을 분석한 결과, 각 개소마다 유사한 값을 나타낸 반면, 일부 지역에서는 방법에 따라 상당한 차이를 보이기도 하였으며, 전반적으로 0.1B방법과 최소경사법으로 평가한 값이 큰 지지력을 나타내는 경향을 보이고 있다.

<표 2> 재하시험에 의한 극한지지력

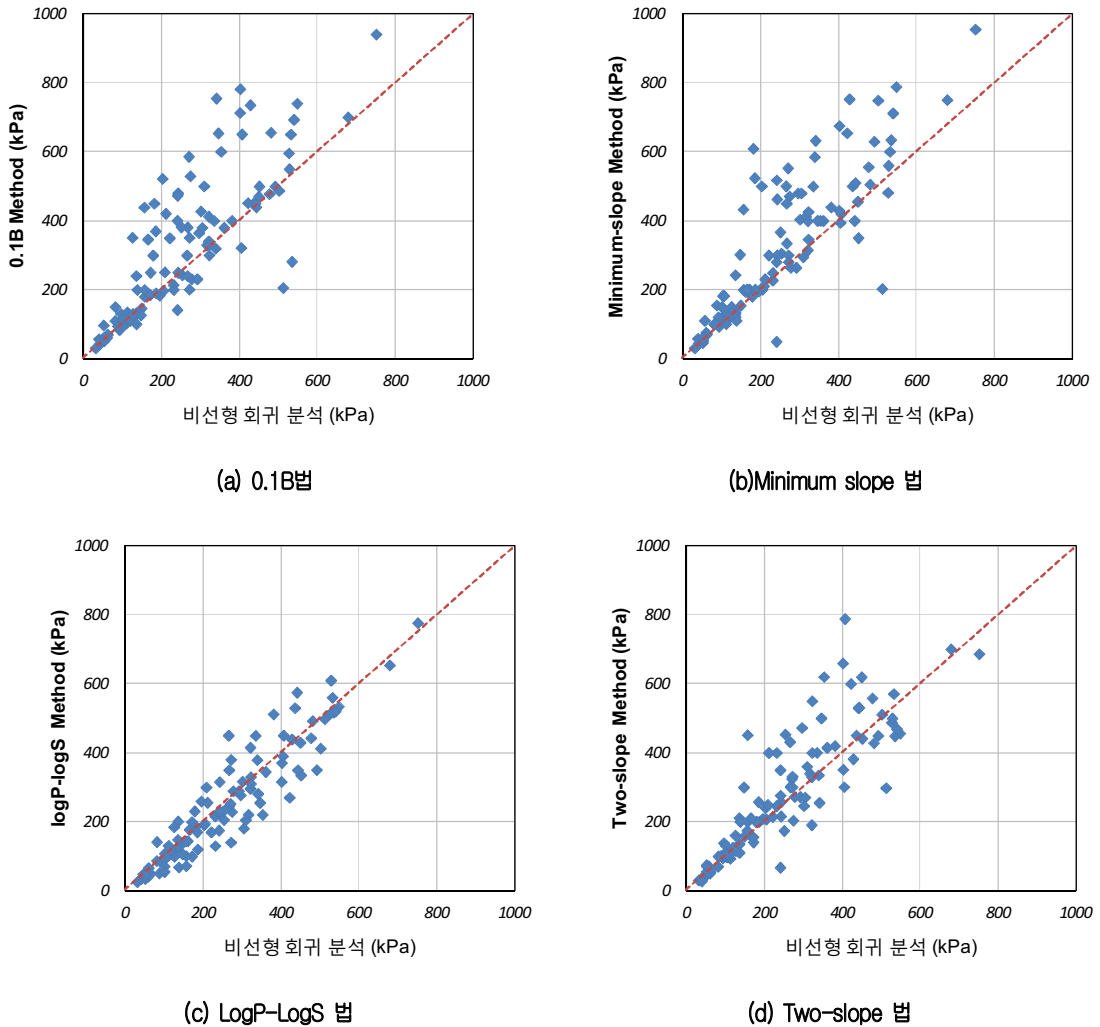
No	0.1B	Minimum- slope	logP-logS	two-slope	
강원	1	85.384	93.205	85.458	94.894
	2	242.715	305.771	205.836	453.441
	3	529.657	471.504	228.834	203.949
서울	4	121.406	182.600	98.067	98.067
	5	231.535	264.289	289.415	272.597
	6	480.035	462.776	229.890	257.941
경기	7	135.258	130.958	103.349	92.982
	8	478.172	556.626	443.119	559.140
	9	782.566	675.980	370.986	351.380
경북	10	365.004	480.428	277.026	472.629
	11	522.596	500.728	191.214	240.725
	12	941.697	956.051	776.627	687.161

또한 비선형 회귀분석을 통하여 수집된 112개의 데이터를 활용하여 극한지지력을 산정하고, 이를 바탕으로 극한지지력 평가별 결과와 비교하여 가장 유사한 경향을 보이는 평가 방법을 찾고자 하였다. <그림 5>는 극한지지력 평가법 선정을 위한 비선형 회귀분석 결과를 각 개소별로 그래프로 나타낸 것으로 그림의 Eq.1은 식 7의 쌍곡선 회귀방정식, Eq.2, Eq.3, Eq.4는 각각 식 8, 9, 10의 회귀모형식을 나타낸다.



<그림 5> 비선형 회귀 분석 결과

수집 자료에 대한 회귀분석을 완료하고, 그 결과를 앞서 수행한 4가지 극한지지력 평가법 결과와 비교해 본 결과 비선형 회귀분석으로 얻어진 극한지지력 값은 아래 <그림 6>에서와 같이 LogP-LogS 방법으로 평가된 극한지지력과 가장 유사한 경향을 보였다. 따라서 본 연구에서는 풍화토 지반 얇은기초의 저항편향계수 및 신뢰성 분석을 수행함에 있어 해당 결과 값을 대표 극한지지력으로 결정하였다.



<그림 6> 제안식별 회귀분석 결과 비교

3. 예측 극한지지력 평가

저항편향계수 산정을 위해 필요한 얇은기초의 설계 극한지지력을 산정하고자 기존의 문헌에서 제안

하고 있는 Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic 방법을 적용하였다. 기초에 적용된 기초제원과 지반조건은 재하시험 시 조건과 동일하게 적용하였고, 불확실성을 최소화하기 위하여 관련 변수값이 부족한 자료는 포함하지 않았다. 전술한 바와 같이 <표 3>에 예측 극한지지력을 정리한 결과 Meyerhof의 평균 극한지지력값이 가장 큰 값으로 예측되었고, Hansen의 이론식에 의해 산정된 극한지지력값이 가장 보수적으로 평가되었다.

<표 3> 이론식에 의해 예측된 극한지지력

제안식	극한지지력(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

IV. 저항편향계수의 통계 특성

1. 제안식-극한지지력 판정법별 저항편향계수 경향 분석

지지력 이론식별 저항편향계수 $\lambda_R = 1.042 \sim 1.702$ 로 평균 1.34이고, 변동계수 $COV_R = 0.379 \sim 0.501$ 로 산정되었으며, 전체자료에 대한 저항편향계수와 변동계수의 평균은 각각 $\lambda_R=1.255$, $COV_R=0.418$ 로 실제 극한지지력을 과소평가 하는 경향이 있는 것으로 나타났다. 각 극한지지력 제안식과 극한지지력 판정법에 대한 저항편향계수와 변동계수 결과는 <표 4>, <표 5>에 정리하였다.

표에서 볼 수 있듯이 모든 경우에 실측지지력에 대한 예측지지력이 과소평가되는 경향을 보였으며, 0.1B 방법과 Minimum-slope의 경우, Meyerhof 방법을 적용하였을 때 저항계수는 각각 1.022, 1.076 COV 는 0.394, 0.401로 나타나 불확실성이 낮은 것으로 나타났으며, Two-slope 방법의 경우 Terzaghi 방법 LogP-LogS 방법의 경우 Vesic 방법을 적용하였을 때 불확실성이 가장 낮은 것으로 나타났다.

전반적으로 재하시험에 의한 극한지지력을 산정하고 이론식과 비교하여 저항편향을 살펴보면 각 산정방법 별로 이론식에 따라 저항의 편향성이 다르게 나타남을 알 수 있고, Hansen 방법을 적용하였을 경우 실측값에 비하여 상대적으로 작은 예측값을 나타내었으며, 그 외의 방법은 대체로 유사한 경향의 예측치를 나타내고 있다. 따라서 극한지지력 산정방법에 따른 예측 이론식의 편향정도를 확인할 수 있었고, 각 평가 방법에 따라 저항편향과 변동계수가 작게 나타난 이론식을 적용함으로써 저항계수 보정 시 그 불확실성을 최소화 할 수 있을 것으로 판단된다.

<표 4> 극한지지력 이론식별 저항편향계수의 평균

	저항편향계수 평균			
	0.1B	Two Slope	Minimum Slope	LogP LogS
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 5> 극한지지력 이론식별 변동계수의 평균

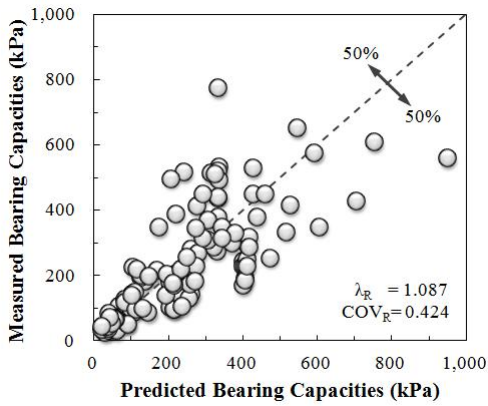
	저항편향계수의 변동계수			
	0.1B	Two Slope	Minimum Slope	LogP LogS
Terzaghi	0.386	0.427	0.384	0.424
Meyerhof	0.394	0.424	0.401	0.418
Hansen	0.379	0.501	0.391	0.472
Vesic	0.405	0.449	0.395	0.421

2. 풍화토 지반 얽은기초의 대표 저항편향계수 산정

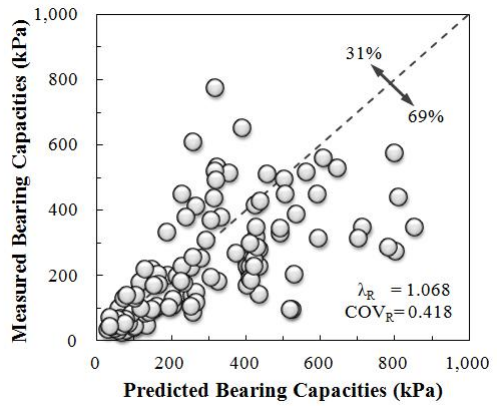
극한지지력 산정방법에 따른 이론식별 저항편향 특성을 살펴보고, 본 절에서는 앞서 결정된 logP-logS 방법을 적용하였을 경우 저항편향의 분포 특성과 이를 토대로 한 국내 풍화토 지반 얽은기초의 대표 저항편향계수를 산정하고자 하였다.

각 이론식별 저항편향특성을 살펴본 결과, Terzaghi와 Vesic의 이론식은 <그림 7>과 같이 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하며, 저항편향계수의 평균값이 1.087과 1.042로 비교적 실제 극한지지력에 근접하게 예측하는 이론식으로 평가된다. 반면, Meyerhof의 이론식은 저항편향계수가 1.068로 거의 1에 가깝게 평가되었으나 극한지지력이 대응선의 아래로 69%의 자료가 편향되어 분포하면서 전반적으로 과소평가 영역에 분포하고 있다. Hansen의 이론식은 극한지지력이 대응선 위로 66%의 자료가 편향되어 분포하고 있다. 모두 저항편향계수의 평균값이 1.042~1.312로 실제 극한지지력을 과소 평가하는 것으로 나타났고, 저항편향계수의 변동계수는 대부분 유사한 경향을 보였다.

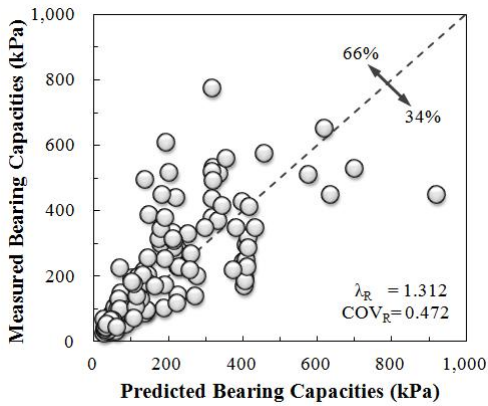
앞서 결정된 logP-logS 방법에 따른 제안식별 저항편향계수는 아래 표와 같이 $\lambda_R=0.39\sim 3.64$, $COV_R=0.418\sim 0.472$ 로 분석되었으며, 모든 현장에 대한 저항편향계수는 1.0보다 크게 산정되어 예측된 극한지지력은 실측 극한지지력을 과소평가 하는 경향이 있는 것으로 나타났다. 따라서 상기 값에 대한 평균값을 적용하여 국내 풍화토 지반에 적용된 얽은기초의 저항편향계수는 $\lambda_R=1.13$, $COV_R=0.43$ 으로 산정하였다.



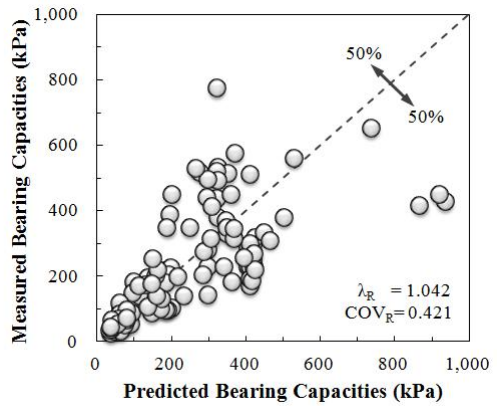
(a) Terzaghi



(b) Meyerhof



(c) Hansen



(d) Vesic

<그림 7> 이론식별 저항편향 분포

하중저항계수 설계법에서는 저항의 분포특성을 로그정규분포로 가정하고 있으며, 이를 만족시 최종적인 저항계수 산정식을 적용할 수 있기 때문에 본 연구에서 확보한 재하시험에 따른 극한지지력의 확률분포 적합성을 검토하기 위하여 Chi-Square Test를 이용하여, 검정통계량(Test Statistic)이 유의수준 5%에 대한 한계값(Critical Value)을 만족하는지를 판단하였다.

<그림 8>은 정규확률지 상에 이론적인 로그정규분포를 실선, 정규분포를 점선으로 나타낸 것으로 이론적인 확률분포와 저항편향계수의 확률분포 값을 비교한 결과 로그정규분포와 정규분포 모두 비교적 잘 어울리는 것으로 평가되었다.

한편, 로그정규분포와 정규분포에 대하여 적합성 검정결과 <표 7>에서처럼 두 경우 모두 검정통계량이 한계값보다 작은 값이고, 유의수준 또한 모든 제안식에 대하여 5% 이상을 만족하는 것으로 나타났다. 또한 모든 제안식에 대하여 로그정규분포의 검정통계량이 정규분포보다 작게 나타나 로그정규

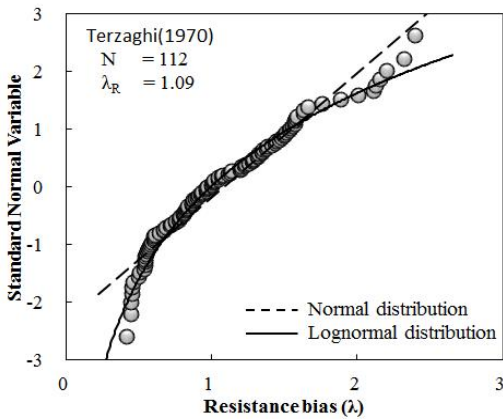
분포에 적합한 것으로 평가되었다.

<표 6> LogP-LogS 방법에 대한 극한지지력 이론식별 저항편향계수

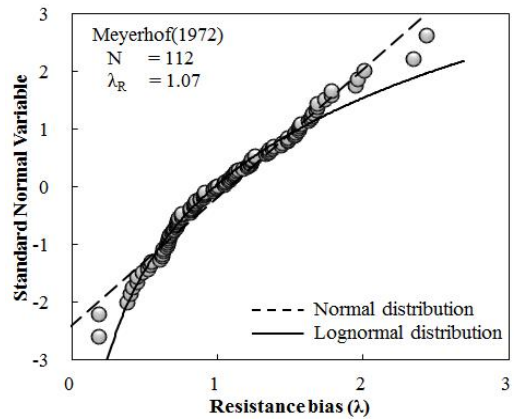
극한지지력 이론식	저항편향계수 범위	평균	변동계수
Terzaghi	0.43~2.40	1.087	0.424
Meyerhof	0.39~2.44	1.068	0.418
Hansen	0.42~3.64	1.312	0.472
Vesic	0.42~2.41	1.042	0.421

<표 7> 적합성 본포 검정 결과

제안식	chi-square 검정			
	검정통계량		한계값	유의확률값
	로그정규분포	정규분포		
Terzaghi	2.242	3.024	7.815	0.672
Meyerhof	1.108	1.715	7.815	0.644
Hansen	1.422	2.317	9.488	0.546
Vesic	0.103	0.674	7.815	0.972

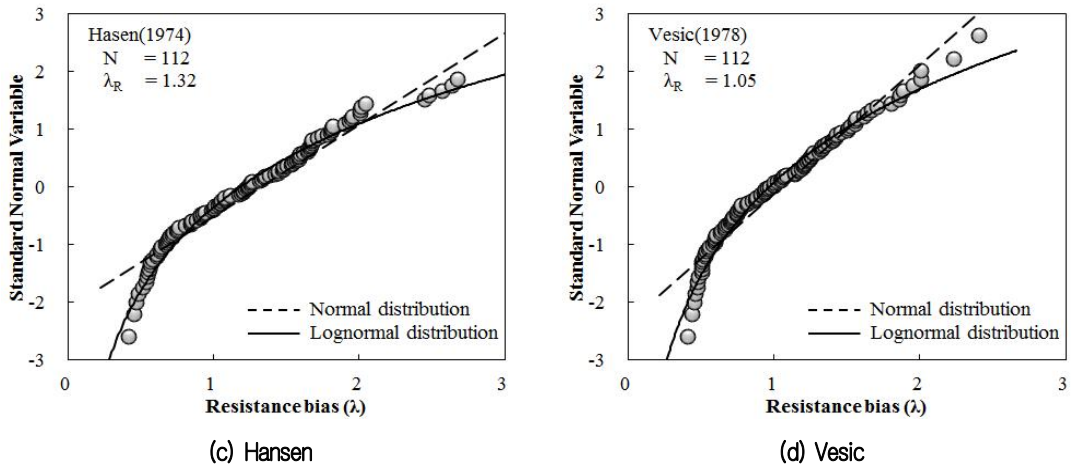


(a) Terzaghi



(b) Meyerhof

<그림 8> 저항 편향 분포



<그림 8> 저항 편향 분포(계속)

V. 결론

본 연구는 한계상태설계법과 관련한 기술 표준화가 이루어지고 있고, 해외 설계 및 시공이 늘어남에 따라 국내에서도 이와 관련한 많은 연구 및 과제가 진행되고 있어 이에 발맞춰 구조물 기초로 활용되고 있는 얇은 기초에 대한 한계상태설계법 체계를 구성하고 국내 풍화토 지반 얇은기초에 대한 데이터의 정량적 평가를 위해 수행되었으며 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 국내 풍화토 지반 얇은기초 설계의 불확실성을 평가하기 위하여 총 465개의 평판재하시험 자료를 수집하였고, 이중 최종적으로 극한지지력을 확인할 수 있는 112개의 자료를 선정하여 극한지지력 평가방법을 제안하였다.
- 2) 재하시험결과를 이용한 극한지지력을 평가하기 위하여 기존에 적용해오던 4가지 평가 방법과 더불어 이에 대한 검증 및 가장 근접한 평가법 선정을 위하여 비선형 회귀분석을 통한 지지력 평가를 수행하였다.
- 3) 극한지지력 평가 결과 평가법 중에서 LogP-LogS 방법이 비선형 회귀분석 결과와 가장 유사하게 나타나는 것으로 확인되었다.
- 4) 얇은기초 설계에서 예측 모델의 오차정도를 나타내는 저항편향 계수는 1.34로 대부분 얇은기초의 극한지지력은 과소평가 되는 것으로 나타났다.
- 5) 저항의 분포 특성을 살펴본 결과 하중저항계수 설계법에서 기본적으로 가정하고 있는 로그정규 분포로 나타나 데이터의 확률분포가 적합한 것으로 나타났다.

참고문헌

- 김병일, 김창동, 김수일, 이준환. 2008. 확률분포의 분포특성을 고려한 얇은기초 신뢰성 설계. 한국지반 공학회논문집. 24(1): 119-130.
- 한용배. 2013. 점성토지반에서의 단일쇄석다짐말뚝에 대한 LRFD 저항계수 분석. 동국대학교 박사학위 논문.
- AASHTO. 2010. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Ed.* Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- De Beer, E. E. 1967. Proefondervindelijke Bijdrage Tot de Studie van Het Gransdragvermogen van Zand Onder Funderingen op Staal: Bepaling von der Vormfactor sb. *Annales des Travaux Publics de Belgique*. 68: 495 - 522.
- Hansen, J. B. 1970. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. GEOTEKNISK INSTITUT.
- Meyerhof, G. G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique*. 2(4): 301-331.
- Meyerhof, G. G. 1963. Some Recent Research on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical*. 1: 16-26.
- NAVFAC. 1986. *Naval Facilities Engineering Command Design Manual 7.01*. NAVFAC.
- Prandtl, L. 1921. Über die Eindringungsfestigkeit(Harte) Plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*. 1(1): 15-20.
- Terzaghi, K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- Vesic, A. 1963. *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*. Highway Research Record 39: Stresses in Soils and Layered Systems, National Academy of Sciences. Washington, DC: National Research Council.
- Vesic, A. S. 1973. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *ASCE*. 99: 45-73.
- Vesic, A. S. 1975. Bearing Capacity of Shallow Foundations. H. F. Winterkorn and H. Y. Fang. eds. *Foundation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold.

김동건: 강원대학교에서 공학박사학위(논문제목: “풍화토 지반 얇은기초에 대한 신뢰성 분석 및 LRFD 저항계수 산정”, 2014년 8월)를 취득하였으며, 현재는 강원대학교 연구원으로 재직 중이다. 주 연구분야는 연약지반, 얇은기초 분야이며, 현재 대한토목학회 회원 등으로 활동 중이다(smmap3d@kangwon.ac.kr).

박병수: 강원대학교에서 공학박사학위(논문제목: “직접법에 의한 지반공학문제의 System Identification”, 1999년 8월)를 취득하였으며, 현재는 강원도립대학 건설토목과 조교수로 재직 중이다. 주 연구분야는 사면안정, 준설매립, 토석류 재해 분야이며, “강원 영서지역 산사태 및 강우특성 분석”(2012), “강원 인제지역 토석류 사방시설의 준설 및 퇴적특성 분석”(2012), “토석류 발생 사면의 불포화도 사면안정해석”(2012)등의 논문을 게재한 바 있다. 현재

대한토목학회 회원 등으로 활동 중이다(bspark@gangwon.ac.kr).