한국지반공학회논문집 제26권 7호 2010년 7월 pp. 17 ~ 24 / 특별논문집 제7호 /

LRFD 설계를 위한 현장타설말뚝의 주면지지력 저항계수 산정

Determination of Resistance Factors of Load and Resistance Factor Design for Drilled Shaft Based on Load Test

김 석 중[1] Kim, Seok-Jung
권 오 성[2] Kwon, Oh-Sung
정 성 준[3] Jung, Sung-Jun
한 진 태[4] Han, Jin-Tae
김 명 모[5] Kim, Myoung-Mo

Abstract

Load Resistance Factor Design method is used increasingly in geotechnical design world widely and resistance factors for drilled shafts are suggested by AASHTO. However, these resistance factors are determined for intact rock conditions; by comparison, most of bedrocks in Korea have weathered condition, so that applying the AASHTO resistance factors is not reasonable. Thus, this study suggests the proper resistance factors for design of drilled shaft in Korea. The 22 cases of pile load test data from 8 sites were chosen and reliability-based approach is used to analyze the data. Reliability analysis was performed by First Order Second Moment Method (FOSM) applying 4 bearing capacity equations. As a result, when the Factor of Safety (FOS) was selected as 3.0, the target reliability indexes (β_c) were evaluated as 2.01～2.30. Resistance factors and load factors are determined from optimization based on above results. The resistance factors ranged between 0.48 and 0.56 and load factors for dead load and live load are evaluated as approximately 1.25 and 1.75 respectively. However, when the target reliabilities are considered as 3.0, the resistance factors are evaluated as approximately 50% of the results when the target reliability index was 2.0.

요 지

기초구조물의 설계에 있어 전세계적으로 하중저항계수설계법(LRFD)이 확산되는 추세이다. 현재 국내의 현장타설말뚝 설계에 있어 AASHTO(2007)에서 제안한 저항계수를 이용하고 있지만, 이는 미국 내 분포하는 무결암에 대한 저항계수이며 지역적 가변성이 큰 저항계수의 특성상 국내 암반에 적용하기에 부적합하다. 따라서 본 연구에서는 국내에서 수행된 재하시험 자료를 이용하여 국내 지반에 적합한 저항계수를 산정하였다. 측정지지력 확인이 가능한 8개 현장의 재하시험 결과 중 22개의 자료를 이용하여 4가지의 지지력 공식에 대한 저항편향계수를 산정하였으며, 이를 이용하여 신뢰성분석을 수행하였다. 그 결과 현장타설말뚝의 안전율이 3.0일 때 목표 신뢰도지수는 약 2.01～2.30 으로 산정되었다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수 및 하중계수를 산정한 결과 저항계수는 약 0.48～0.56, 사하중계수는 약 1.25, 활하중 계수는 약 1.75로 산정되었다. 하지만 목표 신뢰도지수를 AASHTO에서 제안한 3.0을 이용하여 저항계수를 산정하면 목표 신뢰도지수 2.0을 적용하였을 때 산정한 저항계수의 약 50% 값을 가진다.

Keywords : Drilled shaft, Load and resistance factor design (LRFD), Reliability analysis, Resistance factor

1 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil and Evironmental Engrg., Seoul National Univ.)
2 정회원, 대림산업(주) 기술연구소 과장 (Member, Ph. D., Technology Research Institute, Daelim Industrial Co. Ltd)
3 정회원, 한국해양연구원 연안개발에너지연구부 연수연구원 (Member, Researcher, Coastal Engrg. & Ocean Energy Research Department, Korea Ocean Research and Development Institute)
4 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 박사후과정 (Member, Post-doctoral Researcher, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)
5 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Evironmental Engrg., Seoul National Univ., geotech@.snu.ac.kr, 교신저자)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

현재 전세계적으로 기초구조물의 설계에 있어서 기존의 허용응력법(Allowable Stress Design) 대신 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)의 적용이 확산되는 추세이다. 하중저항계수설계법은 신뢰성 분석을 기반으로 저항의 불확실성을 고려하기 때문에 구조물의 파괴확률을 정량적으로 판단할 수 있어 일관된 신뢰도로 설계할 수 있는 장점을 가지고 있는데 이를 위하여 신뢰성 있는 저항계수와 하중계수의 산정은 필수적이다. 미국의 경우 2007년부터 교량 구조물 설계시 LRFD적용이 의무화되었으며, AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서 현장타설말뚝의 저항계수를 주면지지력과 선단지지력에 대하여 분리하여 제시하였다. AASHTO LRFD 교량설계기준에서 제안하고 있는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면지지력에 대한 저항계수는 지지력 산정 공식에 따라 약 0.50～0.55로 제시되었다.

하지만 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수는 일반적으로 기반암이 무결암인 북미의 실정에 적합하게 제안한 값이다. 국내의 경우 대표적 암종인 화강암 및 편마암은 암석강도 기준으로는 보통암-경암에 해당하지만 말뚝의 지지층으로 사용되는 기반암 상부는 절리 및 풍화가 발달하여 풍화암 또는 연암으로 분류되는 경우가 대부분이기 때문에 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수를 국내의 설계기준에 직접 적용하기에는 부적절하다.

따라서 본 논문에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝의 재하시험자료를 이용하여 국내지반에 적용 가능한 주면지지력의 저항계수를 산정하였다. 총 8개 현장에서의 재하시험 자료를 분석하고, 일축압축강도로 주면지지력을 산정하는 지지력 공식들을 이용하여 통계적 특성을 산정한 후 신뢰성 분석을 수행하였다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수와 하중계수를 산정하였다.

2. 현장시험 자료 분석

본 연구에서 수집한 재하시험의 시험 말뚝의 제원과

표 1. 시험말뚝별 제원 및 지반조사 결과

	말뚝길이(m)	암반근입깊이 (m)	말뚝직경 (m)	지반	재하하중 (ton)	일축압축강도 (kg/cm^2)	변형계수 (kgf/cm^2)	RQD (%)	TCR (%)
TP 1	18.96 (20.00～38.96)	38.96	2.35	풍화암 + 연암	10750	31～198	10,580～21,505	0～13	54～100
TP 2	20.61 (15.60～36.21)	36.21	1.85	풍화암 + 연암	5000	102～254	–[1)]	22～78	53～100
TP 3	9.11 (24.30～33.41)	33.41	1.35	풍화암 + 연암	4500	56～250	3,954～49,340	25～72	80～100
TP 4	35.38 (1.00～36.38)	36.38	1.85	풍화암	3750	18～87	1,799～13,577	4～35	30～100
TP 5	40.14 (15.28～55.42)	55.42	3	풍화암 + 연암	21000	24～321	7,481～17,053	0～68	51～100
TP 6	44.10 (12.50～56.60)	56.60	2.4	풍화암	17000	5～14	2,515～4,714	0～36	20～100
TP 7	45.10 (6.1～51.20)	51.20	2.4	풍화암 + 연암	12000	44～47	1,500～41,495	0～42	90～100
TP 8	40.01 (12.25～52.26)	52.26	2.4	풍화암 + 연암	9000	1～192	3,065～21,004	0～55	30～100

[1)]: TP2의 경우 변형계수 산정을 위한 프레셔미터 시험이 수행되지 않음.

표 2. 토질 및 암반 분류 기준

구분	지반의 개략적인 특징	TCR (%)	RQD (%)	일축압축강도 (kg/cm^2)	N (타/cm)
풍화암	조암광물이 상당히 풍화되어 암석자체의 색조가 변색되었으며, 충전물이 채워지거나 열린 절리가 많고 암석은 가벼운 망치타격에 쉽게 부서지며 절리빈도가 아주 높고 시추시 암편만 회수되어 코어회수율이 30% 미만이거나 N치가 50타/cm이상인 지반	0 ～ 30	≤10	10 ～ 200	≥50/15
연암	절리면 주변의 조암광물은 풍화되어 변색되었으나 암석 내부는 부분적으로 풍화가 진행중이며 망치타격에 둔탁한 소리가 나면서 파괴되고 일부 열린 절리가 있으며 절리간격은 100cm 미만이고 NX 시추 시에 코어회수율이 30～60%(RQD 25%미만)의 범위인 지반	30 ～ 60	10 ～ 25	100 ～ 400	–

*TCR, RQD, 일축압축강도 조건 중 가장 불리한 층으로 분류
*풍화암과 연암의 경계결정은 육안적인 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의 연속성 등으로 판단

지반조사 결과를 표 1에 나타내었다. 대부분의 말뚝은 연암이나 풍화암에 근입된 말뚝이었으며, 일축압축강도 및 RQD, TCR값 등이 측정되었다. 풍화암과 연암의 경계결정은 육안 관찰로 평가한 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의 연속성 등으로 판단하였으며, 풍화암과 연암의 개략적인 특징을 표 2에 정리하였다.

2.1 측정 주면지지력

측정 주면지지력을 산정하기 위하여 재하시험 자료를 바탕으로 하중전이분석을 수행하였다. 각 심도별로 측정된 변형률을 이용하여 심도별 축하중을 계산하였으며, 계산된 축하중으로 구간별 축하중을 계산하여 심도별 단위주면지지력-변위곡선(f-w 곡선)을 작성하였다. 표 1에 제시한 8개 현장 중 3번 현장에서 산정된 f-w곡선을 그림 1에 제시하였다.

O'Neil & Reese(1999) 등의 연구에 따르면 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생할 때의 주면지지력을 극한주면지지력으로 결정한다. 따라서 본 연구에서는 산정한 f-w곡선을 바탕으로 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생하였을 때의 주면지지력을 측정주면지지력으로 산정하였다. 하지만 그림 1에서 보는 것처럼 대부분 현장에서 주면지지력의 극한값이 관찰되지 않았다. 그리하여 극한주면지지력을 산정하기 위하여 f-w곡선을 쌍곡선 함수로 외삽하였다.

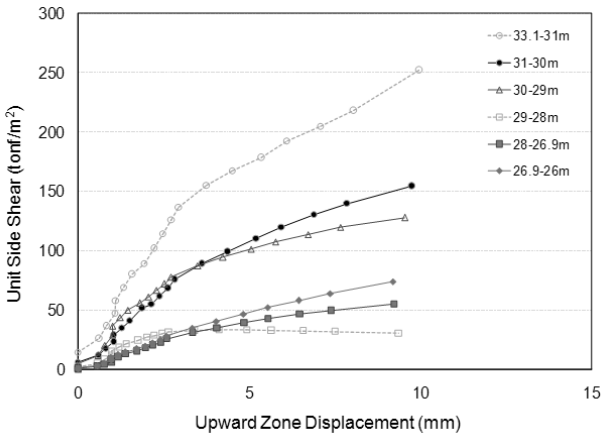

그림 1. 3번 현장에서의 심도별 f-w곡선

외삽은 말뚝 직경의 약 10%에 해당하는 변위까지 수행하였으며, 외삽 결과를 바탕으로 말뚝 직경의 1%의 변위에 해당하는 단위주면지지력을 측정 주면지지력으로 산정하였다. 산정된 심도별 측정 주면지지력을 표 3에 정리하였다.

표 3의 측정 주면지지력은 전체 심도 중 일축압축강도가 주어진 22개의 심도에 대해서만 제시하였는데 그 이유는 일축압축강도를 이용하는 주면지지력 공식에 대한 저항계수를 산정하였기 때문이다. 또한 주면지지력을 산정한 대부분의 심도가 연암층으로 일축압축강도를 측정하였으며, 풍화암층이라고 하더라도 풍화암과 연암의 경계면인 경우가 대부분이였기 때문에 지층의 연속성을 고려하여 풍화암과 연암에서의 주면지지력을 따로 구분하지 않았다.

2.2 계산 주면지지력

계산 주면지지력은 일축압축강도를 이용하여 극한주면지지력을 산정하는 방법 중에서 Carter & Kulhawy (1988), Horvath & Kenny(1979), NAVFAC DM-7.2(1982), FHWA(1999)에서 제시한 4가지 지지력 공식을 이용하여 산정하였으며, 각 지지력 공식은 표 4에 요약하였다.

계산 주면지지력 산정에 필요한 일축압축강도는 심도별로 수행된 일축압축시험결과와 점하중시험 결과를

표 3. 측정 주면지지력

	심도	지반	측정주면지지력(kPa)		심도	지반	측정주면지지력(kPa)
TP1	32.0-34.0	연암	2912.45	TP3	31.0-33.1	연암	2687.67
	35.0-36.0	연암	1218.01	TP4	24.0-30.5	풍화암	238.87
	36.0-37.0	연암	2446.51	TP5	44.0-45.85	풍화암	324.04
	37.0-38.7	연암	1901.55		46.5-48.5	연암	2847.99
TP2	28.8-32.9	풍화암+연암	807.03		48.5-50.5	연암	1996.79
	32.9-33.9	연암	889.08		50.5-52.5	연암	1442.49
	33.9-35.3	연암	2058.23		52.5-54.5	연암	1515.30
TP3	26.9-28.0	연암	680.06	TP7	45.5-50.2	연암	3348.91
	28.0-29.0	연암	369.93	TP8	46.26-48.26	풍화암	1215.68
	29.0-30.0	연암	1402.69		48.26-49.76	연암	1166.79
	30.0-31.0	연암	1791.84		49.76-51.35	연암	1604.19

표 4. 주면지지력 산정 공식

	지지력 공식	Parameter
Carter and Kulhawy(1988)	$f_s = 6.47\sqrt{q_u}(kPa)$	qu : 암석의 일축압축강도(kPa)
Horvath and Kenney(1979)	$f_s = 6.88\sqrt{q_u}(kPa)$	qu : 암석의 일축압축강도(kPa)
NAVFAC DM-7.2(1982)	$f_s = (6 \sim 7.9) \times (f_w{}')^{0.5}(kPa)$	fw' : 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 축압축강도 중 작은 값(kPa)
FHWA(1999)	$f_s = 0.65 \times p_a[q_u/p_a]^{0.5}(kPa)$	pa: 대기압=101kPa qu : 암석의 일축압축강도(kPa)

이용하였다. 이때 해당 심도에 일축압축강도가 2개 이상 측정된 경우에는 해당 심도의 중간에 가장 가까운 값을 이용하였으며, 같은 심도에 일축압축시험 결과와 점하중시험 결과를 모두 아는 경우에는 둘의 평균값을 이용하여 계산 주면지지력을 산정하였다.

3. 분석 자료의 통계적 특성

3.1 저항의 편향계수 및 통계적 특성

측정 주면지지력과 계산 주면지지력을 이용하여 편향계수 및 통계적 특성을 산정하였다. 편향계수는 지반의 불확실성, 설계 및 지지력 공식의 불확실성 등 지지력의 불확실성에 대한 지표로 사용되는데 계산 주면지지력에 대한 측정 주면지지력의 비로 나타낸다. 본 연구에서는 측정 주면지지력과 계산 주면지지력 모두 산정 가능한 22개 심도에서 편향계수를 산정한 다음 이들의 평균과 표준편차, 그리고 변동계수를 산정하였다. 각 현장별 측정 주면지지력과 계산 주면지지력, 그리고 편향계수를 표 5에 수록하였으며 편향계수의 평균과 표준편차, 그리고 변동계수를 표 6에 나타내었다.

표 5. 측정 주면지지력, 계산 주면지지력 및 편향계수 산정 결과

	심도(m)	지반	측정 주면지지력 (MPa)	계산 주면지지력(MPa) / 편향계수							
				Carter & Kulhawy		Horvath & Kenney		NAVFAC DM-7.2		FHWA	
				계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수
TP1	32.0-34.0	연암	2.91	0.47	6.24	0.50	5.87	0.60	4.87	0.47	6.24
	35.0-36.0	연암	1.22	0.79	1.54	0.84	1.45	1.01	1.20	0.79	1.54
	36.0-37.0	연암	2.45	0.76	3.21	0.81	3.02	0.98	2.51	0.76	3.22
	37.0-38.7	연암	1.90	0.90	2.11	0.96	1.98	1.16	1.64	0.90	2.11
TP2	28.8-32.9	풍화암+연암	0.81	0.89	0.91	0.94	0.86	1.14	0.71	0.89	0.91
	32.9-33.9	연암	0.89	0.76	1.17	0.81	1.10	0.98	0.91	0.76	1.17
	33.9-35.3	연암	2.06	1.02	2.01	1.09	1.89	1.31	1.57	1.02	2.02
TP3	26.9-28.0	연암	0.68	0.57	1.20	0.60	1.13	0.73	0.94	0.57	1.20
	28.0-29.0	연암	0.37	0.64	0.57	0.69	0.54	0.83	0.45	0.64	0.57
	29.0-30.0	연암	1.40	0.82	1.72	0.87	1.62	1.05	1.34	0.82	1.72
	30.0-31.0	연암	1.79	0.80	2.23	0.85	2.10	1.03	1.74	0.80	2.24
	31.0-33.1	연암	2.69	0.66	4.05	0.71	3.81	0.85	3.16	0.66	4.05
TP4	24.0-30.5	풍화암	0.24	0.27	0.88	0.29	0.83	0.35	0.68	0.27	0.88
TP5	44.0-45.85	풍화암	0.32	2.18	0.15	2.32	0.14	2.36	0.14	2.20	0.15
	46.5-48.5	연암	2.85	2.58	1.10	2.75	1.04	2.80	1.02	2.61	1.09
	48.5-50.5	연암	2.00	2.85	0.70	3.03	0.66	3.08	0.65	2.88	0.69
	50.5-52.5	연암	1.44	2.05	0.70	2.18	0.66	2.22	0.65	2.07	0.70
	52.5-54.5	연암	1.52	1.22	1.24	1.30	1.17	1.32	1.15	1.23	1.23
TP7	45.5-50.2	연암	3.35	1.36	2.46	1.45	2.31	1.47	2.27	1.37	2.44
TP8	46.26-48.26	풍화암	1.22	0.28	4.36	0.30	4.10	0.30	4.03	0.28	4.32
	48.26-49.76	연암	1.17	0.38	3.04	0.41	2.85	0.42	2.81	0.39	3.01
	49.76-51.35	연암	1.60	0.55	2.90	0.59	2.73	0.60	2.68	0.56	2.87

표 6. 저항의 편향계수 및 통계적 특성

지지력 공식	평균(λ_R)	표준편차(S,D)	변동계수(COV)
Carter & Kulhawy	2.02	1.47	0.73
Horvath & Kenney	1.90	1.39	0.73
NAVFAC DM-7.2	1.69	1.22	0.72
FHWA	2.02	1.47	0.73

3.2 하중의 편향계수 및 통계적 특성

하중의 편향계수 및 통계적 특성은 저항의 통계적 특성과는 달리 변동성이 적다. AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서는 하중조합에 따라 강도한계상태 5가지, 극한한계상태 2가지에 대한 하중계수를 제안하고 있다. 이때 하중조건 1은 풍하중을 고려하지 않는 일반적인 교량설계에 적용되는 방법이며 신뢰성 분석을 통한 저항계수 산정시 가장 보수적인 결과를 도출한다. 하중조건 1에서의 설계하중은 오직 사하중과 활하중만을 고려하게 되며, 하중계수는 사하중에 대하여 1.25, 그리고 활하중에 대하여 1.75를 사용한다.

본 논문에서는 최적화기법으로 저항계수와 하중계수를 동시에 산정하여 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수 및 하중계수와 비교하였다. 이 때 하중계수의 변동성을 고려하기 위하여 Nowak(1995)과 FHWA(2001)에서 제안한 하중의 편향계수와 통계적 특성(표 7)을 이용하였다.

4. 신뢰성 분석

현재 국내에서 사용 중인 허용응력설계법에 따라 신뢰도 수준을 파악하고 목표신뢰도 지수를 결정하기 위하여 허용응력설계법에서 사용하는 안전율에 대한 신뢰도 지수를 분석하였다. 신뢰도 지수는 아래 식 (1)과 같이 하중 및 저항의 통계적 특성과 안전율(FOS), 그리고 하중비(D_n/L_n)의 함수로 나타낼 수 있는데 하중 및 저항의 통계적 특성은 표 6와 표 7에 정리한 값들을 이용하였으며, 식 (1)의 입력변수중 하나인 하중비(D_n/L_n)는 국내 교량 경간장 대표 값인 1.72(한국건설기술연구원, 2008)를 사용하였다.

$$\beta_c = \frac{\ln\left[\dfrac{\lambda_R \times FOS\left(1+\dfrac{D_n}{L_n}\right)}{\left(\lambda_L+\lambda_D\dfrac{D_n}{L_n}\right)}\sqrt{\dfrac{1+COV_D^2+COV_L^2}{1+COV_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln(1+COV_R^2)(1+COV_D^2+COV_L^2)}} \quad (1)$$

β_c : 목표신뢰도지수

λ_R, λ_L, λ_D : 저항, 활하중, 사하중의 편향계수

COV_R, COV_L, COV_D : 저항, 활하중, 사하중의 변동계수

FOS : 안전율

D_n/L_n : 하중비(사하중/활하중)

위에 설명한 입력 값들을 식 (1)에 대입한 다음 일계이차모멘트분석법(FOSM)을 이용하여 각 지지력 공식의 안전율과 목표신뢰도 지수 관계를 도출하여 그림 2와 표 8에 나타내었다.

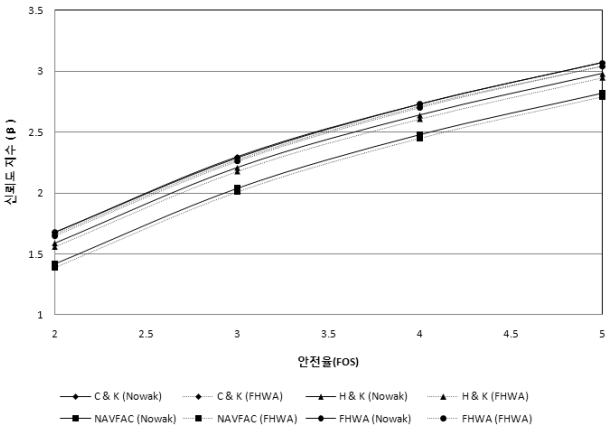

그림 2. 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도 지수

표 7. 하중의 편향계수 및 통계적 특성

	사하중(D_n)		활하중(L_n)	
	편향계수(λ_D)	변동계수(COV_D)	편향계수(λ_L)	변동계수(COV_L)
Nowak(1999)	1.05	0.10	1.15	0.20
FHWA(2001)	1.08	0.13	1.15	0.18

표 8. 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도 지수

설계방법	하중통계	신뢰도 지수			
		FOS=2.0	FOS=3.0	FOS=4.0	FOS=5.0
Carter & Kulhawy	Nowak	1.68	2.30	2.73	3.07
	FHWA	1.66	2.27	2.71	3.04
Horvath & Kenney	Nowak	1.59	2.21	2.64	2.98
	FHWA	1.56	2.18	2.61	2.95
NAVFAC DM-7.2	Nowak	1.42	2.04	2.48	2.82
	FHWA	1.39	2.01	2.45	2.79
FHWA	Nowak	1.68	2.29	2.73	3.07
	FHWA	1.65	2.26	2.70	3.04

표 8에서 보면 현장타설말뚝의 안전율 3.0에 대한 목표 신뢰도 지수 값은 2.01~2.30의 범위로 나타나 AASHTO에서 제안한 현장타설말뚝의 현행 설계법 목표 신뢰도 지수인 3.0 보다 작은 값으로 산정되었다.

5. 저항계수 및 하중계수 산정

본 연구에서는 LRFD 설계법을 적용하여 신뢰도 지수를 결정한 후 Ronold(1999)가 제안한 벌칙함수(Penalty function)를 이용하여 저항계수를 산정하였다. 벌칙함수란 허용응력설계법으로 결정한 목표신뢰도 지수와 LRFD 설계법으로 결정한 신뢰도 지수의 차이를 정의하는 함수로 식 (2)로 나타낸다. Ronold의 연구에 따르면 벌칙계수 k가 1.5 이상이 될 때 저항계수와 하중계수가 일정하므로 본 논문에서는 k=1.5를 적용하였다.

$$p = k(\beta - \beta_c) + \exp(-k(\beta - \beta_c)) - 1 \quad (2)$$

k : 벌칙계수(=1.5)
β_c : 목표 신뢰도 지수
β : *LRFD* 설계법으로 결정한 신뢰도 지수

LRFD설계법에 따른 신뢰도 지수는 다음 식 (3)으로 정의할 수 있으며, 식 (1)의 목표신뢰도 지수가 안전율(FOS)의 함수인 것과는 달리 식 (3)은 저항계수 및 하중계수의 함수이다. 식 (2)에 제시한 벌칙함수를 최소로 만드는 저항계수와 하중계수의 조합, 즉 최적부분계수 조합(ϕ, γ_D, γ_L)을 저항계수와 하중계수로 산정한다.

$$\beta = \frac{\ln\left[\frac{\frac{\lambda_R}{\phi}\left(\gamma_L + \gamma_D\frac{D_n}{L_n}\right)}{\left(\lambda_L + \lambda_D\frac{D_n}{L_n}\right)}\sqrt{\frac{1+COV_D^2+COV_L^2}{1+COV_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln(1+COV_R^2)(1+COV_D^2+COV_L^2)}} \quad (3)$$

β_c : *LRFD* 설계법으로 결정한 신뢰도 지수
λ_R, λ_L, λ_D : 저항, 활하중, 사하중의 편향계수
COV_R, COV_L, COV_D : 저항, 활하중, 사하중의 변동계수
D_n/L_n : 하중비(사하중/활하중)
ϕ : 저항계수
γ_L, γ_D : 활하중계수, 사하중계수

식 (3)의 변수가 저항계수와 사하중계수, 그리고 활하중 계수로 총 3개이기 때문에 최적화 기법을 이용하여 최적부분계수를 산정하였으며, 최적화를 위한 제한조건은 식 (4)이다. R_n을 허용응력설계법에 따라 식 (5)와 같이 고려하면 제한조건은 식 (6)과 같이 된다. 제한조건식에서 안전율(FOS)은 허용응력설계법에 대한 신뢰성 분석을 수행한 결과를 이용하였다. 안전율 3.0에 해당하는 목표 신뢰도 지수가 2.0 내외로 결정되었기 때문에 저항계수 산정을 위하여 목표신뢰도 지수(β_c)는 2.0을 이용하였다.

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (4)$$

$$R_n = FOS(D_n + L_n) \quad (5)$$

$$1 - \frac{\phi FOS\left(1 + \frac{D_n}{L_n}\right)}{\left(\gamma_L + \gamma_D\frac{D_n}{L_n}\right)} \leq 0 \quad (6)$$

ϕ : 저항계수
γ_L, γ_D : 활하중계수, 사하중계수
R_n, D_n, L_n : 저항, 사하중, 활하중
FOS : 안전율

최적화 기법을 이용하여 결정한 저항계수와 하중계

표 9. 저항계수 및 하중계수 산정 결과(목표신뢰도 지수 $\beta_c = 2.0$)

구 분		Carter & Kulhawy	Horvath & Kenney	NAVFAC DM-7.2	FHWA
하중계수 고정 (AASHTO)	저항계수(ϕ)	0.56	0.52	0.48	0.55
	사하중계수(γ_D)	1.25			
	활하중계수(γ_L)	1.75			
Nowak 하중통계	저항계수(ϕ)	0.55	0.52	0.48	0.55
	사하중계수(γ_D)	1.23	1.25	1.25	1.24
	활하중계수(γ_L)	1.74	1.75	1.75	1.74
FHWA 하중통계	저항계수(ϕ)	0.55	0.51	0.48	0.54
	사하중계수(γ_D)	1.24	1.25	1.25	1.24
	활하중계수(γ_L)	1.75	1.75	1.75	1.75

표 10. 저항계수 및 하중계수 산정 결과 (목표신뢰도 지수 $\beta_c = 3.0$)

구 분		Carter & Kulhawy	Horvath & Kenney	NAVFAC DM-7.2	FHWA
하중계수 고정 (AASHTO)	저항계수(ϕ)	0.28	0.26	0.26	0.28
	사하중계수(γ_D)	1.25			
	활하중계수(γ_L)	1.75			
Nowak 하중통계	저항계수(ϕ)	0.29	0.27	0.27	0.28
	사하중계수(γ_D)	1.30	1.30	1.30	1.30
	활하중계수(γ_L)	1.75	1.75	1.75	1.75
FHWA 하중통계	저항계수(ϕ)	0.28	0.27	0.27	0.28
	사하중계수(γ_D)	1.30	1.30	1.30	1.30
	활하중계수(γ_L)	1.75	1.75	1.75	1.75

수를 표 9에 AASHTO 방법에 따라 산정한 저항계수와 나란히 수록하였다.

지지력 공식별로 산정된 저항계수는 약 0.48～0.56 범위의 값으로서 AASHTO에서 제안한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 0.50～0.55와 큰 차이가 없다. 또한 최적화를 통하여 저항계수와 하중계수를 함께 산정한 저항계수는 AASHTO 방법으로 산정한 저항계수와 약 1% 내외의 차이를 보였으며, 하중 계수 역시 약 1.25와 1.75로 산정되어 AASHTO에서 제안한 값과 차이가 없었다.

그러나 AASHTO에서 제안한 저항계수는 목표신뢰도 지수가 3.0일 때의 결과이며, 본 연구에서 가정한 목표신뢰도 지수는 2.0이다. 본 연구에서 사용한 자료에 대하여 목표신뢰도 지수 3.0을 적용하면 표 10에서 보는 것처럼 저항계수는 표 9의 저항계수와 비교할 때 약 50%의 값을 가지게 된다. 이 결과는 목표신뢰도 지수의 중요성을 시사함과 동시에 근거있는 목표신뢰도 지수 정립이 하루 빨리 이루어 져야 함을 의미한다.

6. 결 론

본 논문에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝의 재하시험자료를 이용하여 국내지반에 적용 가능한 주면지지력의 저항계수를 산정하였다. 총 8개 현장에서의 재하시험 자료를 분석하고, 일축압축강도를 이용하여 주면지지력을 산정하는 지지력 공식들을 이용하여 통계적 특성을 산정한 후 신뢰성 분석을 수행하였다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수와 하중계수를 산정하였다. 본 논문에서 도출한 결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 저항계수는 AASHTO의 하중계수를 이용하여 구한 결과와 최적화를 통하여 저항계수와 하중계수를 동시에 산정한 결과로 구분하여 비교하였는데, AASHTO 하중계수로 구한 저항계수는 약 0.48～0.56사이의 값으로서 AASHTO가 제안한 저항계수인 0.50～0.55과 비슷한 값을 나타내었다. 또한, 최적화기법을 이용하여 저항계수와 하중계수를 동시에 산정한 때의 저항계수는 하중계수를 1.25와 1.75로 고려하여 산정된 결과 값과 비교할 때 1% 내외의 차이를 보였으며, 하중계수 역시 약 1.25와 1.75로 산정되어 AASHTO에서 제안하고 있는 하중계수와 동일하였다. 이로부터 저항계수 산정시 하중계수의 변동성을 따로 고려해줄 필요가 없음을 확인하였다.

(2) AASHTO에서 제안한 저항계수는 목표신뢰도 지수가 3.0일 때의 결과이며, 본 연구에서 가정한 목표신뢰도 지수는 2.0이다. 본 연구에서 사용한 자료에 대하여 목표신뢰도 지수 3.0을 적용하면 저항계수는 목표신뢰도 지수 2.0을 적용하였을 때 산정한 저항계수의 약 50%의 값을 가진다. 이러한 결과는 목표신뢰도 지수의 중요성을 웅변한다. 국내에 적용할 수 있는 근거있는 목표신뢰도 지수의 정립이 하루빨리 이루어져야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단과 대림산업의 연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참 고 문 헌

1. 윤홍준, 정성준, 김명모 (2007), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정, *한국지반공학회논문집*, 제 21권 8호, pp.107-116.
2. AASHTO (2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 4rd edition, AASHTO, Washington, D.C.
3. Kunt O. Ronold (1999), “Reliability-Based Optimization of Design Code for Tension Piles”, *Jounal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.690-695.
4. Ng, C. W. W., Li, J. H. M. and Yau, T. L. Y. (2001), “Behavior of Large Diameter Floating Bored Piles in Saprolitic Soils”, *Soil and Foundations*, Vol.41, No.6, pp.37-52.
5. Nowak, A. S. (1995), *NCHRP Report 368: Calibration of LRFD Bridge Design Code*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
6. O’Neil, M. W., and Reese, L. C. (1999), *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administraion, 1999.
7. Sumanta Haldar and G. L. Sivajumar Babu (2008), “Load Resistance Factor Design of Axially Loaded Pile Based on Load Test Results”, *Jounal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1106-1117.

(접수일자 2010. 4. 23, 심사완료일 2010. 6. 28)