

사질토층을 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝에서 지반의 허용압축지지력 산정도표 및 산정공식 개발에 관한 연구(II) - 설계 사례 분석을 통한 매입 PHC말뚝의 설계 개선 방향 -

Study(II) on Development of Charts and Formulae Predicting Allowable Axial Bearing Capacity for Prebored PHC Pile Socketed into Weathered Rock through Sandy Soil Layer

- Improvement Measures of Current Design Method by Analyzing Current Design Data for Prebored PHC Piles -

여 규 권 ¹	Yea, Geu Guwen	윤 대 희 ²	Yun, Dae Hee
윤 도 규 ²	Yun, Do Kyun	최 용 규 ³	Choi, Yongkyu

Abstract

A total of 73 pile design data for prebored PHC piles was analyzed to study the current design method. Based on the design data, a ratio of skin friction to total capacity from the pile design data was about 20~53%. Such low ratio of skin friction to total capacity tends to underestimate skin friction. Considering this tendency, the current design method should be improved. Also, an average design efficiency of PHC pile capacity was 70% and an average design efficiency for bearing capacity of soil or weathered rock was 80%, which shows slightly higher value than the former. This is probably due to the fact that the allowable bearing capacity is estimated to be equal to or slightly higher than the design load. Hence, the allowable bearing capacity should be estimated to be higher than the long-term allowable compressive force of the PHC pile. In the current design method, skin friction is calculated to be about 2.2 times lower than end bearing. The current design method for prebored PHC piles applied foreign design methods without any verification of applicability to the domestic soil or rock condition. Therefore, the current design method for prebored PHC piles should be improved.

요 지

최근에 시공된 건축현장의 73개 설계 자료를 분석하여 매입 PHC말뚝에 대한 설계 현황을 고찰하였다. 매입 PHC말뚝의 설계에서 사용하고 있는 극한지지력 산정공식에 따라 산정한 전체지지력에 대한 주면마찰력의 분담율(SRF)는 20~53%로 나타났다. 극한주면마찰력이 과소평가되는 지지력 산정공식에 대한 개선이 필요한 것으로 판단되었다. PHC말뚝의 재료 성능에 대한 평균 설계 효율은 약 70%이었으며 지반 지지력에 대한 평균 설계 효율은 약 80%이었다.

1 정회원, 삼부토건(주) 상무 (Member, Executive director, Sambu E & C Co., LTD)

2 정회원, 경성대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept of Civil Environmental Engrg, Kyung Sung Univ.)

3 정회원, 경성대학교 공과대학 건설환경도시공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil, Environmental and Urban Engrg., Kyung Sung Univ., Tel: +82-51-663-4753, Fax: +82-51-621-0729, ykchoi@ks.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2020년 2월 29일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

즉, 지반의 설계 효율은 PHC말뚝의 설계 효율보다 약간 높은 수준으로 나타나고 있었다. 이는 지반 지지력을 설계하중보다 동등한 수준 또는 그것보다 약간 높은 수준으로 계산하고 있는 설계 현황에 기인한 것으로 판단되었다. 지반의 허용지지력을 PHC말뚝의 허용연직압축하중보다 높은 수준으로 산정하여야 할 것으로 판단되었다. 매입 PHC말뚝의 지지력 산정공식에서는 극한주면마찰력이 극한선단지지력보다 상대적으로 2.2배 정도 낮은 수준으로 계산되었다. 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식들은 모두 국외 지반을 대상으로 개발되었으며 국내 지반에 대한 적용성 검증 없이 도입되어 사용되어 오고 있었다. 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용할 지지력 산정공식의 개선이 이루어져야 할 것으로 판단되었다.

Keywords : Pile design data, Prebored PHC piles, Current design method, Design efficiency of PHC pile capacity, Design efficiency for bearing capacity of soil or weathered rock, Pile capacity improvement

1. 서론

본 논문은 아래에 정리한 바와 같이 사질토층을 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝에서 지반의 허용압축 지지력 산정도표 및 산정공식을 제안하는 연구에 대한 일련의 연속논문 중 제2편에 해당한다.

사질토층을 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝에서 지반의 허용압축지지력 산정도표 및 산정공식 개발에 관한 연구(1~VII)

- 제1편 재하시험 자료 분석을 통한 전체지지력에 대한 주면마찰력의 분담율(*SRF*) 분석 -
- 제2편 설계 사례 분석을 통한 매입 PHC말뚝의 설계 개선 방향 -
- 제3편 품질 성능 검사 자료 및 성능 제원 표 분석을 통한 PHC말뚝의 장기허용압축하중 성능의 올바른 활용 -
- 제4편 압축정재하시험 및 양방향재하시험 자료 분석을 통한 매입 PHC말뚝의 장기허용압축하중의 실증 성능 검증 -
- 제5편 매개변수 수치해석 자료 분석 -
- 제6편 지반의 허용압축지지력 산정용 표해 및 도해 -
- 제7편 지반의 허용압축지지력 산정공식 -

Choi et al.(2019b)은 실제 시공된 말뚝들의 재하시험 자료 및 매입 PHC말뚝의 설계 자료로부터 전체지지력에 대한 주면마찰력의 분담율(*SRF*)를 분석한 연구를 수행하였다. 그 연구의 내용을 요약하여 인용하면 다음과 같다. 실제 시공된 말뚝의 *SRF*는 시공법, 말뚝의 종류, 상대근입길이, 지반의 종류, 재하시험의 종류에 상관없이 평균적으로 약 42~99%로 나타났다. 매입 PHC말뚝에 대한 설계 자료에서 구한 *SRF*는 말뚝의 직경, 상대근입길이에 상관없이 풍화암에 소켓된 경우 20~53%의 범위에 분포하였다. 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 설계에서 사용하고 있는 극한지지력 산정공식의

로 계산한 *SRF*는 실제 말뚝의 *SRF*보다 평균적으로 2.2배 정도로 낮은 수준으로 평가되었다. 이는 설계에서 사용하고 있는 극한주면마찰력 산정공식이 매우 낮은 수준으로 계산되기 때문이다.

본 연구에서는 Choi et al.(2019a)과 Choi et al.(2019b)에 수록된 임의로 수집된 매입 PHC말뚝의 설계 자료 73개를 통하여 설계 현황을 고찰하였다. 이들 자료를 통하여 극한지지력 계산 값에 의한 *SRF*, PHC말뚝의 설계 효율(D_e), 지반의 설계 효율(RQP), 극한지지력 산정공식의 원천적인 오류 및 개선방향 등을 분석하였다.

2. 매입 PHC말뚝의 설계 사례 분석

2.1 대상 설계 사례 정리

임의로 수집된 매입 PHC말뚝의 73개 설계 사례를 분석하였다(Choi et al., 2019a; Choi et al., 2019b). 이 연구에서는 그 중에서 Table 1에 나타난 사례들만을 활용 하였다.

여기서 Table 1에는 풍화암 소켓길이, 지반의 지지력 산정값 항목에서 ? 표시를 해 둔 부분은 지반 지지력 계산 자료를 구하지 못한 사례들이다. 어떠한 사례이든 풍화암에 소켓되었으며 지반의 지지력 산정공식도 동일한 방식을 사용하였다.

Table 1에서 말뚝 직경별로 풍화암층에 소켓된 길이를 분석할 수 있었다. 여기서 풍화암은 지반조사보고서에 의하여 별도로 분석하지는 않았으나 설계 자료에 나타나 있는 지층으로 정의하였다. 대체로 풍화암층 소켓 길이는 직경의 크기에 상관없이 1.0m 정도로 나타났다. 상부 지층이 매우 연약한 일부 사례에서는 주면마찰력

을 확보하기 위하여 풍화암층 소켓길이를 4.0~6.6m로 증가시키기도 하였다. 또한 Table 1에는 말뚝 직경별 지중 근입길이를 나타내었다. 풍화암층에 소켓된 매입 PHC

말뚝의 지중 근입길이는 직경 400mm말뚝은 12~21m, 직경 500mm말뚝은 7~29m, 직경 600mm말뚝은 7~28m, 직경 800mm말뚝은 17m이었다.

Table 1. Summary of Design Cases for Prebored PHC Piles Socketed into Weathered Rocks

Cases	Pile Information					Design Information (MN)					
	D (m)	L (m)	$\frac{L}{D}$	L_b (m)	P_a (MN)	P_D	Q_a	P_{all}	Allowable Bearing Capacity		
									Q_{all}	$Q_{all,s}$	$Q_{all,b}$
B-WR-1	0.35	9.8	28.0	1.0	0.86	0.40	0.60	0.86	0.60	0.12	0.48
B-WR-2	0.40	12.2	30.5	4.0	1.12	0.70	0.75	1.12	0.78	0.26	0.52
B-WR-3	0.40	15.5	38.8	1.0	1.12	0.70	0.86	1.09	0.86	0.34	0.52
B-WR-4	0.40	21.7	54.3	1.0	1.12	0.70	1.09	1.09	1.10	0.58	0.52
B-WR-5	0.40	15.2	38.0	1.0	1.12	0.70	0.86	1.09	0.86	0.35	0.52
B-WR-6	0.45	8.1	18.0	1.0	1.34	1.34	1.09	1.34	1.09	0.28	0.80
B-WR-7	0.50	12.4	24.8	4.5	1.73	1.50	1.55	1.73	1.55	0.57	0.98
B-WR-8	0.50	28.7	57.4	6.6	1.73	1.50	1.69	1.69	2.01	1.03	0.98
B-WR-9	0.60	12.0	20.0	1.6	2.31	1.90	1.98	2.30	1.98	0.56	1.42
B-WR-10	0.80	16.2	20.3	1.5	3.91	2.60	2.90	3.72	2.90	0.80	2.10
B-WR-11	0.40	20.0	50.0	?	1.12	0.80	0.90	1.09	0.90	?	?
B-WR-12	0.50	12.5	25.0	?	1.73	1.10	1.30	1.73	1.30	?	?
B-WR-13	0.50	18.5	37.0	?	1.73	1.20	1.75	1.69	1.75	?	?
B-WR-14	0.50	12.5	25.0	?	1.73	1.10	1.35	1.73	1.35	?	?
B-WR-15	0.50	21.0	42.0	1.00	1.73	1.20	1.60	1.69	1.60	?	?
B-WR-16	0.50	15.0	30.0	1.00	1.73	1.20	1.50	1.73	1.50	?	?
B-WR-17	0.50	10.0	20.0	1.00	1.73	1.20	1.30	1.73	1.30	?	?
B-WR-18	0.50	20.0	40.0	1.00	1.73	1.20	1.30	1.69	1.30	?	?
B-WR-19	0.50	7.0	14.0	1.00	1.73	1.20	1.25	1.73	1.25	?	?
B-WR-20	0.60	14.0	23.3	?	2.36	1.60	1.79	2.36	1.79	?	?
B-WR-21	0.60	14.0	23.3	?	2.36	1.60	1.85	2.36	1.85	?	?
B-WR-22	0.60	21.5	35.8	?	2.36	1.60	1.35	2.30	1.35	?	?
B-WR-23	0.60	18.0	30.0	?	2.36	1.60	1.75	2.30	1.75	?	?
B-WR-24	0.60	18.0	30.0	?	2.36	1.60	1.85	2.30	1.85	?	?
B-WR-25	0.60	27.5	45.8	?	2.36	1.60	1.75	2.30	1.75	?	?
B-WR-26	0.60	27.5	45.8	?	2.36	1.60	1.85	2.30	1.85	?	?
B-WR-27	0.60	10.5	17.5	?	2.36	1.60	1.75	2.36	1.75	?	?
B-WR-28	0.60	10.5	17.5	?	2.36	1.60	1.90	2.36	1.90	?	?
B-WR-29	0.60	26.0	43.3	?	2.36	2.10	2.30	2.30	2.30	?	?
B-WR-30	0.60	26.0	43.3	?	2.36	2.10	2.45	2.30	2.45	?	?
B-WR-31	0.60	7.5	12.5	?	2.36	1.60	1.70	2.36	1.70	?	?
B-WR-32	0.60	7.5	12.5	?	2.36	1.60	1.90	2.36	1.90	?	?
B-WR-33	0.60	28.0	46.7	1.02	2.36	1.60	1.65	2.30	1.65	?	?
B-WR-34	0.60	7.0	11.7	1.02	2.36	1.65	1.70	2.36	1.70	?	?
B-WR-35	0.60	10.0	16.7	1.02	2.36	1.60	1.80	2.36	1.80	?	?
B-WR-36	0.80	16.5	20.6	?	3.91	2.70	2.80	3.81	2.80	?	?
B-WR-37	0.80	16.5	20.6	?	3.91	2.70	2.90	3.81	2.90	?	?

Remarks L_b (Socket Lengths), P_D (Design Load of PHC Piles), P_a (Long-term Allowable Axial Load of PHC Piles), Q_a (Allowable Axial Load of PHC Piles), P_{all} (Allowable Axial Load of PHC Piles Considering Reduction Rate), Q_{all} (Allowable Bearing Capacity of Soil and/or Rock), $Q_{all,s}$ (Allowable Skin Friction of Soil and/or Rock), $Q_{all,b}$ (Allowable End Bearing of Soil and/or Rock), B (Prebored Piling Method), WR (Weathered Rock)

2.2 지반의 극한지지력 계산 값에 의한 SRF 분석

분석의 편의를 위하여 전체지지력에 대한 주변마찰력의 부담율(Vertical compressive load sharing ratio of friction resistance)을 SRF로 정의하였다.

선행 연구(Choi et al., 2019b)에서도 이미 분석하였던 항목이지만 이 연구에서 중요하게 활용되어야 할 항목이므로 다시 분석하였다. Table 1의 B-WR-01~10의 10개 말뚝에 대한 설계 사례를 활용하여 극한 지지력 산정 공식에 의해 계산된 지반의 극한지지력, 극한주면마찰력, 극한선단지지력의 값을 분석하였다. 여기서 설계 사례에 나타나 있는 지반조건, 지지력 산정방법 등을 면밀하게 검토하였다. 또한 10개의 설계 사례를 분석하였지만 지지력 산정공식이 동일하고 지반 특성치로 N치만을 사용하고 직경의 종류 및 상대근입깊이를 다양하게 고려하였으므로 사례의 개수가 더 많아지더라도 그 경향성은 크게 차이가 나지 않을 것으로 생각되었다. 극한 지지력 중에서 SRF를 분석하여 Fig. 1에 도시하였다. 설계 자료를 통한 극한 상태의 SRF는 평균 약 36%로 나타났다(Fig. 1 참조). 실제 시공된 매입 PHC말뚝의 재하시험에서 확인된 SRF가 약 42~99% 수준(Choi et al., 2019b)인 것에 비하면 설계 자료의 SRF가 크게 저평가 되는 것을 알 수 있었다. 여기서 10개 사례에서는 재하시험 자료가 존재하지 않았으므로 101개 매입말뚝에 대한 정재하시험 및 재항타 동재하시험에서 확인된 SRF와 비교하였다. 이는 설계에서 사용하는 극한지지력 산정 공식에서 피할 수 없이 나타날 수밖에 없는 태생적인 모순이 내재되어 있기 때문으로 생각되었다. 관련한 분석은 3장에서 상세하게 설명한다.

이는 실제 시공된 말뚝의 재하시험 자료 분석에 의한 SRF의 거동에 크게 위배되고 있었다. 즉, 말뚝기초의 연직압축지지력 산정 공식에 대한 근본적인 개선이 필요

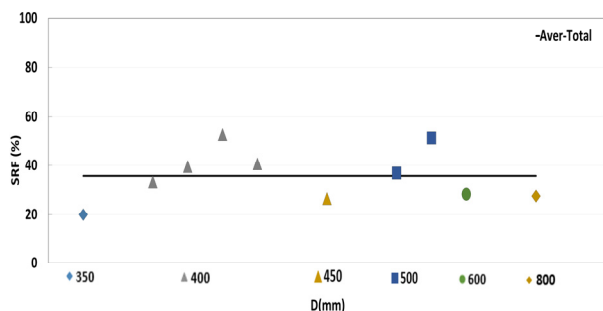


Fig. 1. SRF According to Pile Diameter by Analyzing Design Data on Pre-bored PHC Piles

한 것으로 생각되었다. 기존에 사용하고 있는 지반의 연직압축지지력 산정공식에서는 실제 지반의 지지능력을 매우 낮은 수준으로 과소평가하고 있어 극한주면마찰력은 더욱 과소평가되고 있는 것을 의미하였다. 따라서 극한지지력 산정공식이 내포하고 있는 이러한 태생적인 오류를 개선해야 할 것으로 판단되었다.

2.3 매입 PHC말뚝의 설계 효율 및 지반의 설계 효율 분석

(1) 자료 분석 내용

Table 1에 나타나 있는 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 허용연직압축하중(P_{all}), 지반의 허용지지력(Q_{all}) 및 설계하중(P_D)을 Fig. 2에 나타내었다. 모든 경우에서 P_{all} 와 Q_{all} 사이에서 전형적인 상관관계는 나타나지 않았다. Fig. 2에서 Q_{all} 이 P_{all} 을 초과하는 사례도 극히 일부에서 나타나기도 하였으나, 어떠한 사례에서도 설계하중(P_D)이 Q_{all} 과 P_{all} 을 초과하지는 않는 것으로 분석되었다. P_D 가 Q_{all} , P_{all} 중에서 작은 값으로 결정되어야 하는 기본 원칙을 잘 준수하고 있었다.

Fig. 2에서 풍화암소켓 매입 PHC말뚝의 설계하중은 PHC말뚝의 허용연직압축하중보다 매우 낮은 수준으로 또는 낮은 수준으로 나타났지만, 지반의 허용지지력과 동일한 수준 또는 그 보다 약간 낮은 수준으로 나타났다. 이런 설계 현황을 견지할 경우 PHC말뚝의 우수한 하중지지 성능을 개선할 수 없을 것으로 생각되었다. 통상적으로 말뚝의 설계하중은 말뚝의 허용연직압축하중과 지반 허용지지력 중에서 작은 값을 사용하는데 상기

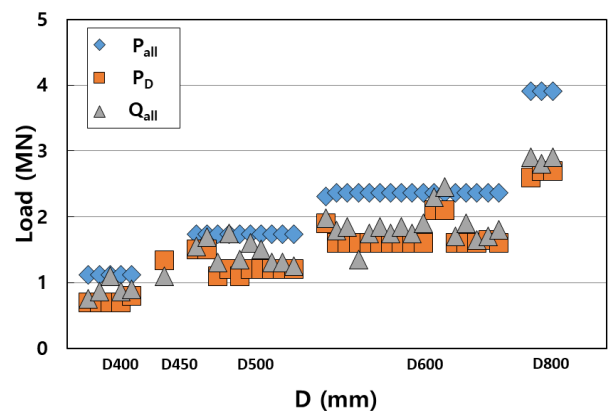


Fig. 2. Analysis of Long-term Allowable Pile Axial Load (P_{all}), Allowable Bearing Capacity of Soil or Rock Capacity (Q_{all}) and Design Load (P_D) for Prebored PHC Piles Socketed into Weathered Rock According to Pile Diameters

의 경우 말뚝의 설계하중은 항상 지반 허용지지력에 따라 결정될 수밖에 없으며 말뚝의 허용연직압축하중의 70~80% 수준까지만 사용할 수밖에 없게 된다. 따라서 지반 허용지지력을 먼저 산정하여야 하며 이 값이 PHC 말뚝의 허용연직압축하중보다 높은 수준이 되도록 하여야 PHC말뚝의 우수한 하중지지 성능을 제대로 활용할 수 있을 것으로 판단되었다. 다만 현장 시공 시 시공 품질 및 시공 관리는 확립된 절차에 따라 진행되어야 할 것이다.

여기서 분석의 편의를 위하여 PHC말뚝의 설계 효율 (D_e)와 지반의 설계 효율(RQP)을 다음에서 정의하였으며 그 정의 및 의미는 다음과 같다. PHC말뚝의 우수한 재료 성능의 활용 정도를 분석하기 위하여 PHC말뚝의 설계 효율을 식 (1)과 같이 정의하였다. PHC말뚝의 설계 효율은 어떠한 경우에도 100%를 넘지 않아야 하며 100%를 초과하는 경우에는 설계 원칙을 위배하게 된다. 지반의 연직압축하중 지지 능력을 분석하기 위하여 지반 허용지지력(Allowable bearing capacity of soil; Q_{all})과 PHC말뚝의 허용연직압축하중(P_{all})의 비를 RQP 로 정의하였으며 식 (2)로 나타낼 수 있다. 여기서, 지반 허용지지력이 PHC말뚝의 허용연직압축하중보다 작은 값으로 산정될 경우(즉 $RQP < 1$) 이론적으로는 PHC말뚝의 우수한 연직압축하중의 지지 성능을 충분히 활용할 수 없는 상태가 된다.

PHC말뚝의 설계 효율 (D_e)(%)

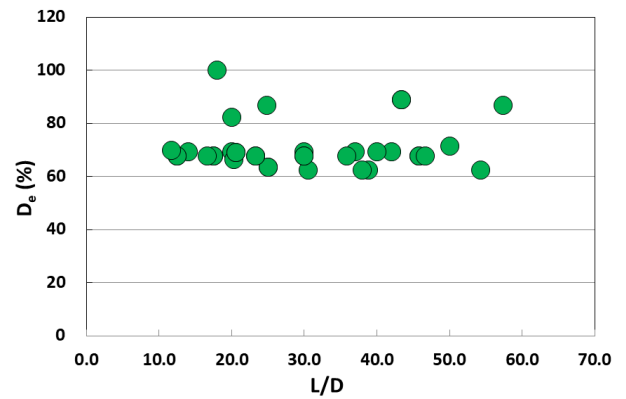
$$= \frac{\text{PHC말뚝의 설계하중 } (P_d)}{\text{PHC말뚝의 허용연직압축하중 } (P_{all})} \times 100 \quad (1)$$

지반의 설계 효율 P (%)

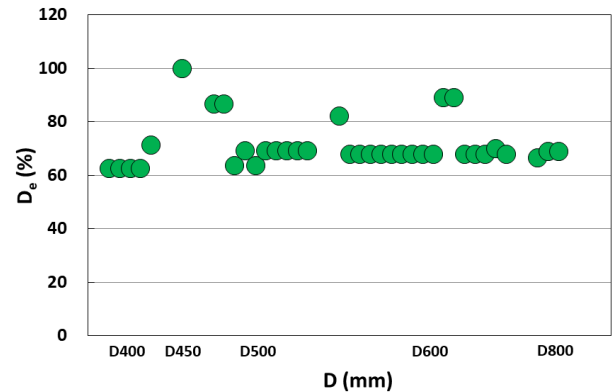
$$= \frac{\text{지반의 허용지지력 } (Q_{all})}{\text{PHC말뚝의 허용연직압축하중 } (P_{all})} \times 100 \quad (2)$$

(2) PHC말뚝의 설계 효율 및 지반의 설계 효율 분석

Fig. 3에서 직경별 및 상대근입깊이별로 설계 효율(D_e)을 분석하였다. D_e 는 평균적으로 직경 400mm말뚝에서 64%, 직경 500mm말뚝에서 72%, 직경 600mm말뚝에서 71%, 직경 800mm말뚝에서 68%로 나타났다. 다만 직경 450mm말뚝은 1개 사례만 있었으므로 분석에서 제외하였다. 직경 및 상대근입깊이에 상관없이 PHC말뚝의 설계 효율은 일정한 수준으로 나타났으며 평균적으로 70%로 나타났다. 즉 직경 및 상대근입깊이에 상관없이 매입 PHC말뚝에서는 PHC말뚝의 설계 효율이 비교적 일정한 수준으로 나타났는데 이는 설계 시 말뚝두부에 작용



(a) Analysis According to Relative Penetration Lengths



(b) Analysis According to Pile Diameters

Fig. 3. Design Efficiency Distribution of Prebored PHC Piles Socketed into Weathered Rock

하는 하중을 일정한 수준으로 분배하여 말뚝을 배치하는 건축구조분야의 설계 현황에서 비롯된 것으로 판단되었다. 이 현황은 안전측의 설계일 수는 있으나 상당한 정도의 비경제성을 내포하고 있는 것으로 판단되었다. 또한 Fig. 4에는 풍화암에 지지된 말뚝 직경별 평균 설

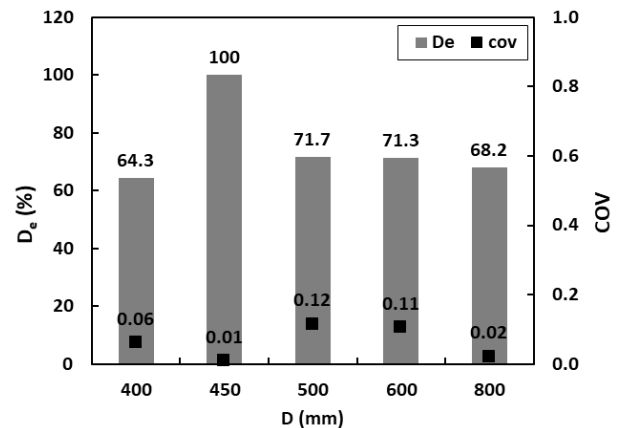


Fig. 4. Average Design Efficiency and Variation of Prebored PHC Piles Socketed into Weathered Rock According to Pile Diameters

계 효율과 변동계수(COV, Coefficient of variation)를 나타내었다. 여기서 변동계수는 표준편차를 평균값으로 나누어 상대적인 차이를 비교하기 위한 변동성의 지표로서 '상대 표준편차'라고도 불린다. 모든 직경의 매입 PHC말뚝에서도 변동계수는 극히 낮은 수준이었으므로 모든 직경의 매입 PHC말뚝의 설계 효율은 거의 유사한 수준인 것으로 평가할 수 있었다.

Fig. 5에는 풍화암에 소켓된 PHC말뚝의 설계 효율(D_e) 및 지반의 설계 효율(RQP)의 분포를 함께 나타내었다. RQP 는 평균적으로 직경 400mm말뚝에서 80%, 직경 500mm말뚝에서 84%, 직경 600mm말뚝에서 78%, 직경 800mm말뚝에서 73%로 나타났다. 다만 직경 450mm말뚝은 1개 사례만 있었으므로 분석에서 제외하였다. RQP 는 75~100%의 범위에서 분산되어 분포하였으며 평균적으로 약 80%로 나타났다. 평균 RQP (약 80%)는 평균 D_e (약 70%)보다는 높게 나타났으며 100%를 상회하지 않는 것으로 나타났다. 즉 지반 허용지지력은 PHC말뚝의 설계하중보다는 크게 나타났지만 PHC말뚝의 허용연직압축하중(P_{all})에는 미치지 못하는 것으로 계산되었다. 이런 설계 현황에서는 PHC말뚝의 우수한 허용연직하중 성능을 제대로 활용할 수가 없었다. 따라서 지반의 허용지지력을 먼저 계산하여야 하며 이 때 계산된 지반 허용지지력은 PHC말뚝의 허용연직압축하중 이상이 되도록 하여야 한다. 국내와 같은 전형적인 노령지반에서 나타나는 양호한 사질토에서 발현될 수 있는 양호한 지지력을 합리적으로 사용할 수 있는 방안으로 생각된다. 또한 PHC말뚝의 우수한 허용연직하중 성능을 최대한으로 활용하여 경제성을 제고하기 위한 방안으로 볼 수 있다.

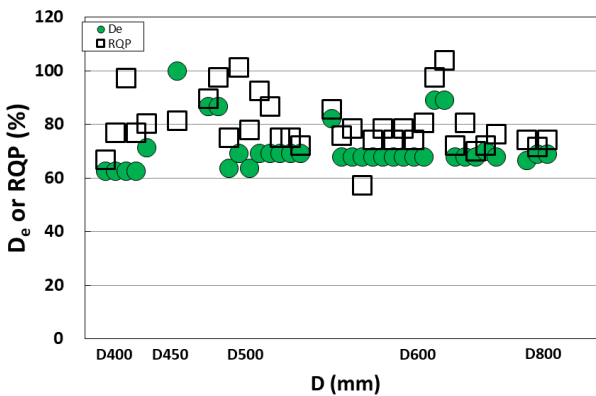


Fig. 5. Analysis of Design Efficiency (D_e) and Capacity Efficiency (RQP) of Prebored PHC Piles Socketed into Weathered Rock According to Pile Diameters

2.4 매입 PHC말뚝의 RQP vs. 지지층 상대근입깊이 관계 분석

Fig. 6에는 PHC말뚝의 RQP 와 지지층 상대근입깊이의 관계를 나타내었다. 여기서, 지지층 상대근입깊이의 정의는 식 (3)과 같다.

$$\text{지지층 상대근입깊이}(L_R) = \frac{\text{지지층 소켓길이}(L_b)}{\text{말뚝 직경}(D)} \quad (3)$$

여기서, L_b : 지지층의 소켓길이

Fig. 6에서는 설계 자료에서 풍화층 소켓 길이를 수치적으로 확인할 수 있었던 18개 설계 사례에 대한 분석 결과가 나타나 있다. 상부 지층이 연약한 3개 사례를 제외하면 L_R 은 2 내·외의 값을 나타내었는데 이것은 풍화암층 소켓길이가 직경의 2배 정도에 해당하였다. 이 때 RQP 는 63~100%의 범위에 분포하였으며 평균 약 70%로 나타났다. 즉 대부분의 사례에서 지반의 허용지지력을 충분하게 활용하고 있지 못하였으며 따라서 PHC말뚝의 허용연직하중의 70%만 사용되는 설계가 이루어져 온 것을 알 수 있었다. 여기서, $Q_{all}/P_{all}=1$ 은 PHC말뚝의 허용연직압축하중과 지반의 허용지지력이 같아지는 상태이며 이론적으로는 PHC말뚝의 우수한 연직하중 지지능력을 100% 만큼 활용할 수 있는 단계가 되므로 가장 이상적인 설계가 이루어진 단계라고 볼 수 있다. 그리고 실제 현장 시공 시 시공 과정 및 품질관리는 확립된 절차에 따라 진행되어야 하므로 지반조건에 따른 시멘트 풀의 주입 상태, 시공관리의 엄밀성 등 매입 PHC말뚝의 시공 특성을 고려하여야 한다.

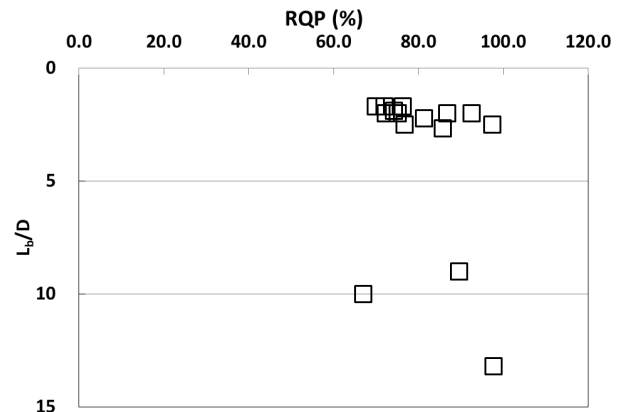


Fig. 6. Relationship between RQP and L_b/D for Prebored PHC Piles

3. 설계에 적용하는 극한지지력 산정공식에서 SRF 분석

설계 자료 분석을 통하여 확인한 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식을 요약하여 Table 2에 나타내었다. 여기서 매입 PHC말뚝의 선단은 풍화암층 또는 연·경암층에 소켓되었다.

매입 PHC말뚝의 주면이 접하고 있는 지반의 종류에 따라 극한주면마찰력 산정공식의 적용 현황을 분석하였다. 사질토, 풍화토, 풍화암 및 연·경암에서는 지반의 종류에 상관없이 $2N(\text{kN/m}^2)$ (여기서 N =표준관입시험의 보정 N 값)으로 산정하고 있다. 점성토에서는 $0.5q_u$ 또는 $1.0c_u(\text{kN/m}^2)$ (여기서 q_u =일축압축강도, c_u =비배수점착력)

의 산정식을 적용하고 있다.

매입 PHC말뚝의 선단을 지지하고 있는 지반의 종류에 따라 극한선단지지력 산정공식의 적용 현황을 분석하였다. 풍화암에서는 $250N(\text{kN/m}^2)$ (The Korea Housing Corporation, 2008)을 사용하고 있었으며, 이 때에는 N 값을 60까지 환산하여 사용하고 있다. 연암에서는 Goodman 공식(Das, 2007), Ladanyi et al. 방법(Yoo et al., 2015), Teng 방법(Yoo et al., 2015) 및 Zhang and Einstein 방법(Yoo et al., 2015)을 사용하고 있었으며 이들 방법에 의해 계산한 값 중에서 최소치를 적용하고 있다.

직항타 PHC말뚝의 현행 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식도 Table 2에 나타내었다. 직항타 PHC말뚝 사례의 경우 말뚝 선단이 풍화토 지반에 소켓되었

Table 2. Pile Capacity Estimation Methods in Current Design Codes

Construction Methods	Capacities	Methods
Prebored PHC Piles	Ultimate Skin Friction	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sand : $2N(\text{kN/m}^2)$ ▪ Clay : $0.5q_u$, or $1.0c_u(\text{kN/m}^2)$ ▪ Weathered Soil : $2N (N<50)(\text{kN/m}^2)$ ▪ Weathered Rock or Soft Rock : $2N (N=50)(\text{kN/m}^2)$
	Ultimate End Bearing for Weathered Rock	$Q_{u,b}(\text{kN/m}^2) = q_{u,b} \cdot A_b = 250 N' \cdot x A_b$ where, $N' = N$ values around pile toe ($N' \leq 60$) (end bearinging layer : weathered rock) \Rightarrow Conversion N value = $50 (300 \text{ mm}/\text{Penetration}) \leq 60$, N value $\geq 50/25 \therefore N=60$
Prebored PHC Piles	Ultimate End Bearing for Soft Rock	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Teng Method (Yoo et al., 2015) $q_{u,b}(\text{kN/m}^2) = (1/5 \sim 1/8) \times q_{u\text{-core}} \times 3$ where, $q_{u,b}$ = ultimate end bearing and coefficient of 1/5 is recommended $q_{u\text{-core}}$ = unconfined compressive strength of rock (MPa = kN/m^2)
		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Zhang and Einstein Method (Yoo et al., 2015) $q_{u,b} = 4.83 \times q_{u0.51}$ (MPa) where, q_u = unconfined compressive strength of rock (MPa) ▪ Ladanyi et al. Method (Yoo et al., 2015) $q_{u,b} = 3 \times K_{sp} \times d \times q_u$ where, K_{sp} = coefficient of discontinuity, and coefficient of 0.1 is recommended $d = 1 + 0.4 \times (L_s/D_s) < 3$ (L_s : socket length, D_s : socket diameter) ▪ Goodman Method (Das, 2007) $q_{a,b} = q_u \times (N_\phi + 1) \times A_b / F_s$ where, q_u = unconfined compressive strength of rock (MPa) $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$
Driving PHC Piles	Ultimate Skin Friction	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sand : $2N(\text{kN/m}^2)$ ▪ Clay : $0.5q_u$, or $1.0c_u(\text{kN/m}^2)$ ▪ Weathered Soil : $2N (N<50)(\text{kN/m}^2)$ ▪ Weathered Rock or Soft Rock : $2N (N=50)(\text{kN/m}^2)$
	Ultimate End Bearing for Weathered Rock	$300N (N=50)(\text{kN/m}^2)$

다. 극한주면마찰력 산정공식은 매입 PHC말뚝에서와 동일한 산정공식을 사용하고, 극한선단지지력 산정공식은 $300N(kN/m^2)$ 을 사용하고 있었다.

Fig. 1 및 Table 2를 통하여 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식에서는 다음과 같은 태생적인 현황들이 나타나고 있었다. 첫째, Fig. 1에서 알 수 있듯이 SRF 가 극히 낮은 수준으로 나타나고 있었다. 이는 극한주면마찰력이 극한선단지지력보다 상대적으로 낮은 수준으로 계산되기 때문이다. 따라서 이는 주면마찰력이 연직압축하중의 대부분을 지지하는 말뚝의 실제 거동(Choi et al., 2019b)을 위배하게 될 수밖에 없었다. 둘째, 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식들은 모두 국외 지반을 대상으로 개발되었으며 국내 지반에 대한 적용성 검증 없이 도입되어 사용되어 오고 있다.

여기서 지지력 산정공식에서 SRF 가 매우 낮은 수준으로 계산될 수밖에 없는 사유를 2가지로 생각해 볼 수 있다. 첫째, 지지력 산정공식에서 주면마찰력이 선단지지력에 대하여 상대적으로 작게 계산된다. 둘째, 선단지지력 산정공식에서 선단지지력이 실제 거동을 모사할 수 있는 크기로 계산되는지 의문이다.

따라서 아래에서는 지지력 산정공식에서 SRF 가 매우 낮은 수준으로 계산될 수밖에 없는 태생적인 한계를 수치적 계산으로 분석하였다. Table 2에 나타난 지반의 지지력 산정공식을 이용하여 다음의 2가지 경우에 대한 SRF 를 수치적으로 계산하였다. 첫째 사질토를 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 경우 지반특성치와 상대근입길이에 따른 SRF 를 식 (4) 및 식 (6)으로 계산할 수 있다. 둘째 점성토를 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 경우 지반특성치와 상대근입길이에 따른 SRF 를 식 (5) 및 식 (7)로 계산할 수 있다. Fig. 7에는 SRF 를 수치적으로 계산하는데 필요한 제원들을 나타내었다. 여기서 극한주면마찰력은 (토사층의 극한주면마찰력+풍화암층의 극한주면마찰력)의 합으로 나타낼 수 있으며 극한선단지지력은 풍화암층의 극한선단지지력이다. 각 극한주면마찰력 및 극한선단지지력은 Table 2에 나타난 극한단위주면마찰력 및 극한단위선단력에 마찰외주면적 및 선단단면적을 곱하여 계산할 수 있다. 따라서 SRF 는 극한주면마찰력과 극한전체지지력의 비로 나타내어지며 풍화암의 소켓 길이에 따라 다음과 같이 수식으로 나타낼 수 있다.

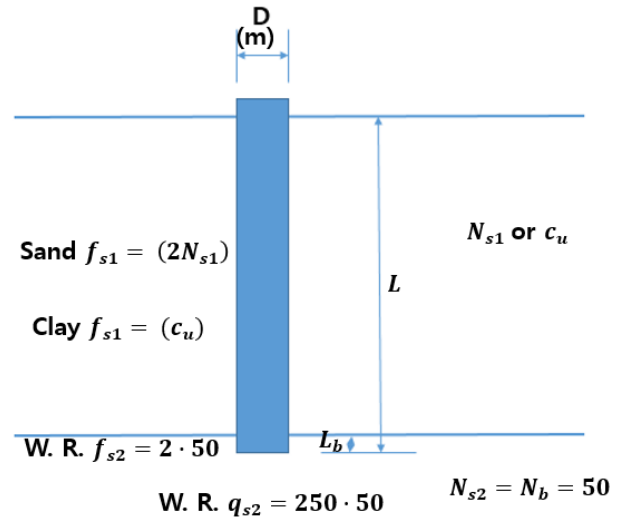


Fig. 7. Schematic diagram for calculation of SRF

(i) $L_{rb} = L_b/D = 4$ 인 경우

$$SRF_{sand} = \frac{2N_{s1} \cdot \pi D \cdot (L_r \cdot D - 4D) + 2N_{s2} \cdot \pi D \cdot 4D}{250N_b \cdot \frac{\pi}{4} D^2 + 2N_{s1} \cdot \pi D \cdot (L_r \cdot D - 4D) + 2N_{s2} \cdot \pi D \cdot 4D}$$

$$= \frac{D^2 \{2N_s \cdot \pi(L_r - 4) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot 4\}}{D^2 \left\{ 250 \cdot 50 \cdot \frac{\pi}{4} + 2N_{s1} \cdot \pi(L_r - 4) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot 4 \right\}} \quad (4)$$

$$SRF_{clay} = \frac{D^2 \{c_u \cdot \pi(L_r - 4) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot 4\}}{D^2 \left\{ 250 \cdot 50 \cdot \frac{\pi}{4} + c_u \cdot \pi(L_r - 4) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot 4 \right\}} \quad (5)$$

(ii) $L_{rb} = L_b/D \neq 4$ 인 경우

$$SRF_{sand} = \frac{D^2 \{2N_s \cdot \pi(L_r - L_{rb}) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot L_{rb}\}}{D^2 \left\{ 250N_b \cdot \frac{\pi}{4} + 2N_s \cdot \pi(L_r - L_{rb}) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot L_{rb} \right\}} \quad (6)$$

$$SRF_{clay} = \frac{D^2 \{c_u \cdot \pi(L_r - L_{rb}) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot L_{rb}\}}{D^2 \left\{ 250N_b \cdot \frac{\pi}{4} + c_u \cdot \pi(L_r - L_{rb}) + 2 \cdot 50 \cdot \pi \cdot L_{rb} \right\}} \quad (7)$$

여기서, $L_r = L/D$, L = 근입길이, L_b = 풍화암 소켓길이, $L_{rb} = L_b/D$, N_s = 주면부 사질토의 N 치, N_b = 말뚝 선단부 풍화암 N 치(=50), D = 말뚝직경, c_u = 비비수 점착력

식 (4)~식 (7)을 살펴보면 사질토 또는 점성토를 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 SRF 는 말뚝의 직

경에는 무관하였고 지반의 특성치(N 또는 c_u)와 말뚝의 근입길이에 따라 달라지는 것을 알 수 있다. 따라서 그 2가지 매입 PHC말뚝에 대한 SRF 를 계산하기 위하여 지반 특성치의 일반적인 분류방식을 아래에 설명하였으며 이를 이용하고 말뚝의 근입길이를 고려하여 SRF 를 각각 Fig. 8에 도시하였다.

사질토와 점성토의 연경도를 다음과 같이 구분할 수 있다. 사질토의 상대밀도는 일반적으로 N치에 따라 구분할 수 있으며 N치가 0~4일 경우 매우 느슨($D_r=0\sim 15\%$), 4~10일 경우 느슨($D_r=15\sim 35\%$), 10~30일 경우 중간($D_r=35\sim 65\%$), 30~50일 경우 촘촘($D_r=65\sim 85\%$), 50 이상일 경우 매우 촘촘($D_r=85\sim 100\%$)으로 구분할 수 있다. 점성토의 연경도(consistency)는 일반적으로 비배수 강도 c_u 에 따라 구분할 수 있는데 c_u (kPa)가 0~12.5kPa(N=0~2)일 경우 대단히 연약, 12.5~25.0kPa

(N=2~4)일 경우 연약, 25.0~50.0kPa(N=4~8)일 경우 중간, 50.0~100.0kPa(N=8~15)일 경우 견고, 100.0~200.0kPa(N=15~30)일 경우 대단히 견고, 200.0kPa 이상(N<30)일 경우 고결 상태로 구분할 수 있다. 점성토에서는 다음과 같은 상관관계($c_u = q_u/2 \approx 6.25N$)를 활용할 수 있다. 상기에서 설명한 사질토와 점성토의 연경도는 Fig. 8의 (a)와 (b)에 각 등급별로 원문자 기호로 표시해 두었다.

주면마찰력을 안정적으로 충분히 확보할 수 있도록 풍화암 소켓길이를 4D로 가정하였다. 사질토를 지나 풍화암에 4D 만큼 소켓된 매입 PHC말뚝의 경우 SRF 는 식 (4)로 구할 수 있는데, SRF 는 말뚝의 직경에는 무관하고 주변부의 N치(N_s)와 PHC말뚝의 상대근입길이(L_r)에 따라 달라지는 것을 알 수 있다. SRF 를 계산하여 Fig. 8(a)에 나타내었다. 여기서 N_s 와 L_r 이 증가할수록 SRF 가 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 상대근입길이가 50인 경우에도 N_s 가 40을 초과하여야 SRF 가 약 50% 이상으로 나타나는 것을 알 수 있다. 여기서 $N_b=50$ 으로 가정하여 선단지지력을 계산하였으며 $N_b=60$ 으로 가정할 경우 SRF 는 더욱 낮은 수준으로 계산된다.

점성토를 지나 풍화암에 4D 소켓된 매입 PHC말뚝의 경우 SRF 는 식 (6)으로 구할 수 있는데, SRF 는 말뚝의 직경에는 무관하고 주변부의 c_u 와 PHC말뚝의 상대근입길이(L_r)에 따라 달라지는 것을 알 수 있다. SRF 를 계산하여 Fig. 8(b)에 나타내었다. 여기서 c_u 와 L_r 가 증가할수록 SRF 가 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 상대근입길이가 50인 경우에도 c_u 가 100.0kPa를 초과하여야 SRF 가 약 55% 이상으로 나타나는 것을 알 수 있다. 여기서 $N_b=50$ 으로 가정하여 선단지지력을 계산하였으며 $N_b=60$ 으로 가정할 경우 SRF 는 더욱 낮은 수준으로 계산된다.

계산된 극한주면마찰력은 계산된 극한선단지지력에 비하여 매우 작은 값으로 나타나는 것을 알 수 있다. 따라서 SRF 는 극히 낮은 수준으로 나타날 수밖에 없는데 이는 Fig. 8을 통하여 알 수 있다. 통상적으로 사용되는 매입 PHC말뚝의 적용 범위를 다음과 같이 가정해 볼 수 있다. 즉 말뚝기초의 상대근입길이는 통상적으로 10~50의 범위에 있으며 사질토의 N치가 40 이상인 경우 또는 점성토의 c_u 가 100.0kPa 이상인 경우에는 일반적으로 말뚝기초를 사용하지 않는 것으로 가정하면 사질토를 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 SRF 는 50%

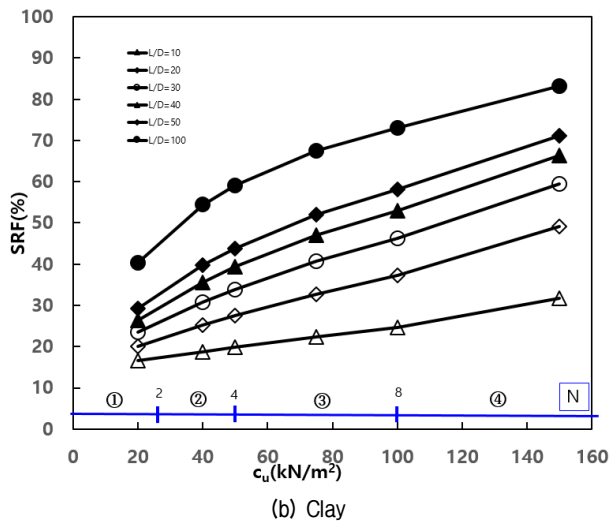
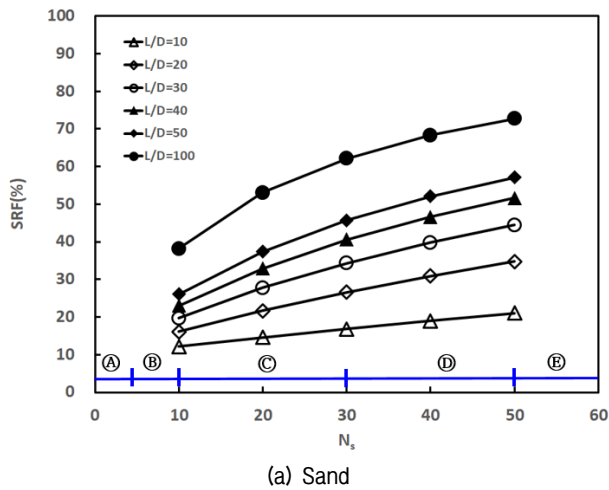


Fig. 8. SRF calculated by ultimate bearing capacity equation of present design stage

이하로 나타나며 점성토를 지나 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 *SRF*는 55% 이하로 나타난다. 이러한 경향은 Fig. 8에서 살펴볼 수 있었다. 따라서 어떠한 경우에도 설계에서 사용하는 지지력 계산공식으로는 실제 매입 PHC말뚝의 *SRF* 거동을 예측할 수가 없다.

예를 들어 $N_s=30$ 인 사질토 지반을 지나 풍화암에 4D 소켓된 직경 600mm의 매입 PHC말뚝을 설계할 경우 허용선단지지력은 상대근입길이에 상관없이 1.42MN으로 계산되고 허용주면마찰력은 말뚝의 상대근입길이에 따라 달라진다. PHC말뚝의 허용연직하중(P_{all})가 2.31MN이며 지반의 허용지지력(Q_{all})이 P_{all} 과 동일하게 될 때 말뚝의 설계 효율(D_e)와 지반의 설계 효율(RQP)가 동일하게 되어 최적 설계가 이루어질 수 있다. 따라서 지반의 허용주면마찰력이 0.89MN이면 최적 설계가 될 수 있다. 여기서 상대근입길이에 따라 허용주면마찰력을 계산할 수 있고 그에 따라 *SRF*를 계산할 수 있다. 최적 설계 단계에서 상대근입길이가 약 45이며 이 때의 *SRF*는 약 39%로 계산된다. 또한 상대근입길이가 약 100일 때 즉 말뚝의 근입길이가 60m일 때 *SRF*는 약 63%로 계산되는 데 이런 초장대 말뚝이 되더라도 마찰지지말뚝으로 설계되지 못하고 혼합지지말뚝으로 설계될 수밖에 없다. 말뚝은 연직압축하중의 지지양상에 따라 마찰지지말뚝, 혼합지지말뚝, 선단지지말뚝으로 구분할 수 있는데 극한지지력 산정공식에 의하여 설계할 때 어떠한 경우에서도 마찰지지말뚝으로 설계할 수가 없다. 즉 말뚝의 연직압축하중의 대부분은 주면마찰력에 의해 지지된다는 개념으로 설계할 수가 없다.

4. 설계 현황 분석을 통한 개선 방향에 대한 제언

매입 PHC말뚝의 설계에서는 다음과 같은 올바르지 못한 현황들이 분석되었다. 이러한 설계 현황은 반드시 개선되어야 할 것으로 판단된다.

(i) 매입 PHC말뚝기초의 실제 지지력 거동을 반영하지 못하는 지지력 산정 공식

*SRF*는 실제 시공된 매입 PHC말뚝에서 평균적으로 약 80%로 나타났으나 설계에서는 평균적으로 약 36%로 나타났다(Choi et al., 2019b). 즉 설계의 *SRF*는 실제 시공된 말뚝의 *SRF* 거동과는 정 반대 양상을 나타내었다. 이는 국내 지반에서 검증되지 않은 극한지지력 산정 공식을 무분별하게 적용하고 있기 때문으로 판단된다.

또한 올바르지 않게 고착화된 설계 현황을 아무런 판단 없이 답습하기 때문인 것으로 판단된다.

(ii) 지반의 지지력이 PHC말뚝의 허용연직하중에 미달되는 경향

국내의 전형적인 지반은 지표면으로부터 토사층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성되어 있다. 이러한 경우 지반의 지지력은 우수하게 나타나는데 극한지지력 산정공식으로는 이 우수한 지반의 지지력을 제대로 평가하지 못하고 있었다. 설계 자료 분석을 통하여 PHC말뚝의 허용연직압축하중에 크게 미달되는 정도로 지반의 지지력을 평가하고 있는 것을 알 수 있다. 이로 인하여 PHC말뚝의 우수한 연직압축하중지지 능력을 낭비하고 막대한 국가 경제 측면에서 큰 손실을 초래하게 되는 것을 알 수 있다.

(iii) PHC말뚝의 허용연직압축하중 품질 성능에 대한 설계기술자의 신뢰 결여

Choi et al.(2019a)에 의하면 PHC말뚝의 장기허용압축하중에 의한 P-M 상관도에서 M_0 값은 KS F 4306의 기준 값을 크게 상회하는 것으로 나타났다. 그러나 설계기술자들은 PHC말뚝의 설계하중을 PHC말뚝의 허용연직압축하중의 70% 수준으로 적용하고 있는 것을 알 수 있다. 이는 PHC말뚝 생산 산업체의 품질 관리에 대한 설계기술자들의 신뢰 결여에서 비롯된 것으로 보인다.

(iv) 지반의 주면마찰력을 제대로 고려하지 않으려는 설계기술자의 의도

매입 PHC말뚝의 연직압축하중의 대부분을 주면마찰력이 지지하게 된다(Choi et al., 2019b). 그러나 설계기술자들은 선단지지력을 위주로 설계를 수행하고 있다.

(v) 현장 시공 품질 유지 및 관리를 신뢰하지 못하는 설계기술자의 경향

매입 PHC말뚝의 시공 단계에서 현장 시공 품질의 유지 및 관리가 제대로 이루어지지 않을 것을 우려하여 과도하게 안전측의 설계를 수행하는 경향이 나타났다. 설계기술자들은 시공단계에서 원활한 시공을 할 수 있도록 필요한 조치를 설계 및 시공 시방서에 반영해 주면 될 것으로 생각된다. 즉 시공 시 시공 관리 및 시공 품질이 정상대로 나타나지 않을 것을 대비하여 주면마찰력을 저감시키는 설계를 수행할 방안은 현 단계에서는 고려할 수 없다.

현 단계에서 적용하는 설계에서 또 다른 기초적인 현황들을 살펴볼 수 있다. 첫째, 현장에서 실시되는 지반 조사 현황도 개선되어야 할 부분이다. 지반 지층을 구분

을 위한 지반조사만 실시되고, 지반정수들을 제대로 평가할 수 있는 상세 지반조사가 이루어지지 않고 있다. 특히 우리나라와 같은 고령지반에서 나타나는 풍화토 및 풍화암의 지반특성치 평가를 위한 지반조사는 거의 실시되지 않고 있다. 둘째, 풍화지반의 강도정수 산정방법 부재로 인하여 N치를 이용하는 경험식을 무리하게 적용하고 있다. 설계에서 말뚝의 마찰력은 토사지반에 적용하는 수식을 토사지반 및 풍화지반에까지 적용하고 있다. 토사지반에 적용하는 산정공식 자체의 신뢰성도 검증되지 않은 상황에서 이 산정공식을 풍화지반에도 그대로 적용하고 있다. 따라서 상기의 현황들을 해결하는 방안은 풍화지반에 적용할 수 있는 주면마찰력 산정공식을 개발하던지 또는 풍화지반 주면마찰력 산정공식이 개발되기 전까지 현재 사용되는 산정공식을 수정 및 보완하여 잠정적으로 사용하는 방안이 시급하게 강구되어야 할 것으로 생각된다.

선진 건설을 바라보고 있는 현 시점에서는 무분별하게 도입되어 적용되고 있는 지반의 지지력 산정공식들을 국내 지반에 대하여 적용성을 검증하여야 할 것으로 생각된다. 축적된 검증 자료들을 분석하여 국내 지반에 적합한 지지력 산정공식을 개발하여야 할 것으로 생각된다.

5. 결론 및 제언

최근에 시공된 건축현장의 73개 설계 자료를 분석하여 매입 PHC말뚝에 대한 현행 설계 현황을 고찰하였다. 이 연구의 결론은 다음과 같다.

- (1) 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하는 지지력 산정공식에서는 시급하게 개선이 이루어져야 할 것으로 판단된다. 선진 건설을 바라보고 있는 현재 시점에서는 무분별하게 도입되어 적용되고 있는 지지력 산정공식들의 국내 지반에 대한 적용성을 검증하여야 할 것으로 생각된다. 축적된 검증 자료들을 분석하여 국내 지반에 적합한 지지력 산정공식을 개발하여야 할 것으로 생각된다.
- (2) 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 설계에서 사용하고 있는 극한지지력 산정공식에 따라 산정한 SRF 는 20~53%의 범위에 분포하였다. 이는 일반적으로 연직압축하중의 대부분이 말뚝의 주면마찰력에 의해 지지되는 말뚝의 실제 거동에 크게 위배된다.

즉 말뚝기초의 지지력 산정 공식에 대한 근본적인 개선이 필요한 것으로 생각된다. 극한주면마찰력이 과소평가되는 지지력 산정공식에 대한 개선이 필요한 것으로 판단된다.

- (3) 극한지지력 산정공식을 통하여 알 수 있듯이 계산된 극한주면마찰력은 계산된 극한선단지지력에 비하여 극히 작은 값으로 나타나는 것을 알 수 있다. 따라서 SRF 는 극히 낮은 수준으로 나타날 수밖에 없다. 통상적으로 매입 PHC말뚝이 적용될 수 있는 상한계의 경우(상대근입깊이=50, 사질토의 N치=30, 점성토의 $c_u=50\text{kPa}$)에도 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 SRF 는 약 50~55% 이하로 나타났다. 따라서 어떠한 경우에도 설계에서 사용하는 지지력 계산공식으로는 실제 매입 PHC말뚝의 SRF 거동을 예측할 수가 없다. 또한 극한선단지지력 산정공식의 신뢰성에 대한 검증도 이루어진 적이 없다.
- (4) 매입 PHC말뚝의 설계에서 사용하고 있는 극한지지력 산정공식에서는 다음과 같은 올바르지 못한 현황을 고찰할 수 있다. 첫째, 매입 PHC말뚝에서는 극한주면마찰력이 극한선단지지력 보다 상대적으로 낮은 수준으로 계산되었다. 따라서 극한 SRF 가 극히 낮은 수준으로 나타나고 있다. 둘째, 매입 PHC말뚝의 설계에서 적용하고 있는 극한지지력 산정공식들은 모두 국외 지반을 대상으로 개발되었으며 국내 지반에 대한 적용성 검증 없이 도입되어 사용되어 오고 있다.
- (5) 매입 PHC말뚝의 설계에서는 다음과 같은 현황들이 분석되었다. 매입 PHC말뚝의 실제 지지력 거동을 반영하지 못하는 지지력 산정 공식을 사용하고 있었다. 지지력 산정공식으로 계산된 지반 지지력이 PHC말뚝의 허용연직압축하중에 미달되는 경향이 나타났다. PHC말뚝의 허용연직압축하중 품질에 대한 설계기술자의 신뢰가 결여되어 있었다. 지반의 주면마찰력을 제대로 고려하지 않으려는 설계기술자의 의도가 나타났다. 현장 시공 품질 유지 및 관리를 신뢰하지 못하는 설계기술자의 경향이 나타났다.
- (6) 풍화암에 소켓된 매입 PHC말뚝의 설계하중, PHC말뚝의 허용연직압축하중, 지반의 허용지지력을 분석하였다. 설계하중과 PHC말뚝의 허용연직압축하중 사이의 최적화 노력이 필요할 것으로 판단되었다. 이 때 지반의 허용지지력을 PHC말뚝의 허용연직압축하중보다 높은 수준으로 산정하여야 할 것

로 판단되었다.

- (7) PHC말뚝의 평균 설계 효율(D_e)는 약 70%로 나타났으며 지반의 평균 설계 효율(RQP)는 약 80%이었다. 즉 지반의 RQP 는 PHC말뚝의 D_e 보다 약간 높은 수준으로 나타나고 있었다. 이는 지반의 지지력을 설계하중과 동등한 수준 또는 그것보다 약간 높은 수준으로 계산하고 있는 설계 현황에 기인한 것으로 판단되었다.

참고문헌 (References)

1. Choi, Y. K., Kwon, O. K., Lee, W. J., Yeo, K. K., and Park, M. C. (2019a), A Study for Establishing of Behavior, Design and Construction on Prebored and Precast Piles (Development of Capacity Prediction Method and Chart for Prebored and precast Piles Considering Soil Types, Pile Penetration Lengths, Pile Diameter), Report No. KGS 2019-083, pp.21-45, 273-300. (In Korean)
2. Choi, Y. K., Lee, W. J., Lee, C. U., Kwon, O. K. (2019b), Study(I) on Development of Charts and formulae Predicting Allowable Axial Bearing Capacity for Prebored PHC Pile Socketed into Weathered Rock through Sandy Soil Layer - An Analysis of Sharing Ratio of Skin Friction to Total Bearing Capacity (SRF) by Analyzing Pile Load Test Data -, *Journal of KGS*, Vol.35, No.8, August 2019, pp.17-30. (In Korean)
3. Das, B. M. (2007), Principles of Foundation Engineering, 6th ed., CENGAGE Leaing Korea Ltd. pp.579-598.
4. The Korea Housing Corporation (2008), Improvement of foundation design. (In Korean)
5. Yoo, N. J. etc. 20 persons (2015), Design Specification and Commentary for Foundation Design, *Korean Geotechnical Society*, p.309. (In Korean)

Received : June 4th, 2019

Revised : July 18th, 2019

Accepted : July 20th, 2019