

락볼트로 보강된 심형기초의 하중-침하 분석

Load-Settlement Characteristics of Drilled Shafts Reinforced by Rockbolts

윤경식¹⁾, Kyoung-Sik Yun, 이대수²⁾, Dae-Soo Lee, 정상섭³⁾, Sang-Seom Jeong

¹⁾ 연세대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

²⁾ 한국전력공사 전력연구원 책임연구원, Project Manager, Korea Electric Power Research Institute

³⁾ 연세대학교 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

SYNOPSIS : This paper describes the load distribution and settlement of rockbolted-drilled shafts subjected to axial and lateral loads with the view to shortening the embedded depth of the pile shaft. The emphasis was on quantifying the reinforcing effects of rockbolts placed from the shafts to surrounding weathered rocks based on small-scale model tests performed on instrumented piles. The major influencing parameters on reinforcing drilled shaft behavior are the number, the positions on the shaft, the grade, and the inclination angle at which the rockbolts are placed. The model tests was 1/40 scaled simulations of the behavior of the drilled shafts with varying combinations of the major influencing parameters. The incremental effects of reinforcement based on the various parameters have been weighed against load transfer characteristics before and after rockbolt installations.

Key words : load-settlement, drilled shafts, rockbolts, model pile tests, reinforcing effect

1. 서론

국내에서 시공되는 대형송전용 철탑 기초는 높은 인발하중으로 인하여 그 저항력을 높이기 위해 심형기초로 설계·시공 되어왔다. 그러나 심형기초는 인발하중에 대하여 기초자중만으로 저항하는 설계관행으로 기초가 상당히 대형화되고 공사비 증가의 직접적인 원인이 되며 환경훼손까지 발생하여 보다 합리적이고 경제적인 설계법이 필요하게 되었다. 따라서, 근입기초부 주변에 락볼트 보강재를 타설·정착시킴으로서 주변지반의 강도와 강성을 증가시키고 동시에 보강재 자체의 저항에 의한 기초의 지지력 증가 및 기초체의 변형 감소를 가져올 수 있어 기초의 물량감소, 공비절감, 시공성 향상, 공기 단축의 효과를 높일 수 있을 것이다.

이에 본 연구에서는 모형기초체에 대하여 하중조건은 인발, [인발+수평], 보강재의 배열은 1단, 2단, 3단 배열(수평배열 : 1단, 2단, 3단 배열이 서로 같음 ; 교차배열 : 2단은 1단에, 3단은 2단에 대하여 45°각도 차이로 서로 교차함)을, 보강재의 개수는 1단 당 4개, 8개를, 보강재의 경사각은 수평과 수평에 대하여 25°, 40°각도로 변화시켜가며 실험을 실시하여 보강효과 및 보강재의 최적보강형태를 파악하고자 한다.

2. 실내모형실험

2.1 개요

인발, [인발+수평]하중을 받는 보강형 기초 실험을 위해 가로 1.0m×세로 1.5m×높이 1.0m의 토조를 사용하였으며 변위측정을 위해 토조 한쪽 벽면에 격벽을 설치하였다.

본 실험에서는 모형기초체에 인발 및 수평하중을 제어할 수 있도록 유압식 하중재하장치를 사용하였으며 하중제어를 위해 Load cell을 설치하였다. 수직변위는 LVDT를, 수평변위는 LVDT와 Ring type 변위계를 사용하여 측정하였다. 그림 1은 본 실험에서 사용된 모형토조와 실험장치의 단면을 나타낸다.

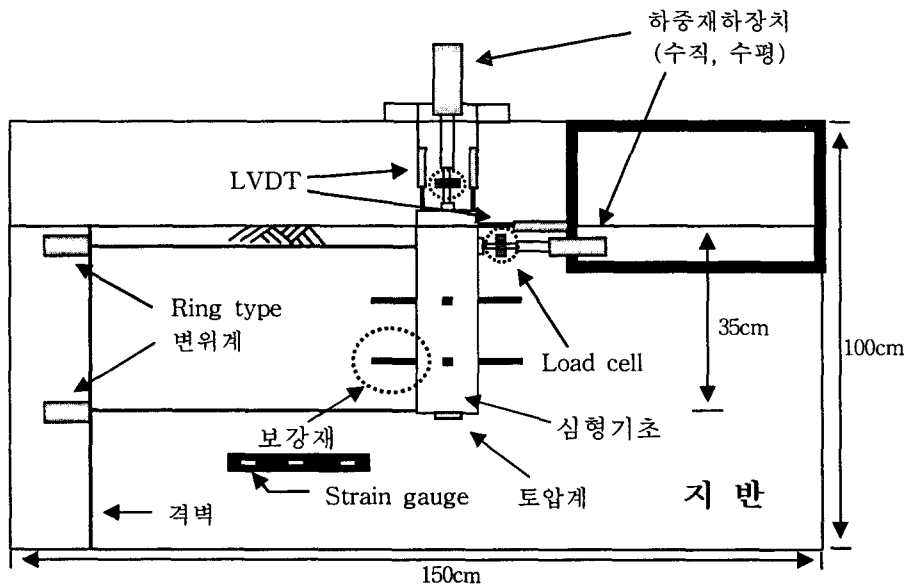


그림 1. 모형토조 및 실험장치 단면

본 실험에 사용된 시료는 지반거동 파악이 용이한 주문진 표준사를 사용하였다. 시료로 선정된 주문진 표준사의 공학적인 성질을 파악하기 위해서 기본물성에 대한 실험을 실시하였다. 기본물성의 실험결과 주문진 표준사는 균등한 입도분포를 나타내었으며 통일분류법상 SP로 분류되었다. 사질토 지반의 역학적 특성은 입자의 조밀한 정도 즉 상대밀도에 따라 달라진다. 주문진 표준사를 이용하여 모래의 상대밀도에 따른 모형지반을 성형하고자 주문진 표준사의 최소 건조단위중량과 최대 건조단위중량을 구하는 실험을 ASTM D4253-93, D4254-91 방법에 의거하여 실시하였으며 그 결과 최소 건조단위중량은 1.382g/cm^3 , 최대 건조단위중량은 1.609g/cm^3 으로 나타났다.

그 외 본 실험에서 시료성형은 Pluviation 포설과 병행하여 Hand Vibrator를 사용 지반의 상대밀도를 증가시켰으며 그 결과 상대밀도 80% 이상으로 시료를 성형할 수 있었다.

2.2 모형기초

2.2.1 모형기초의 제원 선정

본 실험에서는 현재 시공이 완료된 765kV 첩탑기초 중 직경 4m, 근입깊이 16m의 풍화암에 근입된 심형기초를 토대로 심형기초-지반의 상대강성과 모형기초-모형지반의 상대강성이 같도록 모형기초의 크기를 선정하였다. 심형기초와 풍화암의 지반 물성치는 첩탑기초 표준설계용 물성치를 사용하였다. 모형

기초는 엔지니어링 플라스틱(MC나일론, $E_s : 3.2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)을 사용하였으며 지반조성은 Vibrator를 사용하여 조밀도를 증가시켜 상대밀도를 약 80%이상으로 높였다. 80%의 상대밀도로 삼축실험을 수행한 결과 38° 의 내부마찰각을 얻었으며 포아송 비(ν)는 촘촘한 모래 0.30~0.45, 중간정도 촘촘한 모래 0.25~0.40 (구조물기초설계기준) 범위이므로 0.35로 가정하였다. 자세한 모형지반의 물성치는 다음 표 1과 같다.

표 1. 모형지반의 기본물성

모형지반	상대밀도 (%)	내부마찰각	N치	E_s (kg/cm^2)	ν
사질토	80	38°	44	344	0.35

주) N치는 Dunham식 ($\phi = \sqrt{12N} + 15$; 입자가 둥글고 입경이 균일한 사질토)을 역산하여 계산
탄성계수는 사질토 지반에 적용하는 Schmertmann식 ($E_s = 766N$ (kpa))을 적용하여 계산

풍화암에 근입된 심형기초와 모형기초의 상대강성은 Briaud(1992)가 제안한 강성 또는 연성 말뚝 결정식을 고려하여 산정하였다. Briaud는 강성말뚝의 범위를 $L/l_0 \leq 1$, 휨성말뚝의 범위는 $L/l_0 \geq 3$ 으로 제안하였다. 이때 L 은 지반에 관입된 말뚝의 길이이며 l_0 의 값은 식 (1)과 같다. 이때 미지 값인 지반반력 계수(k_h)는 깊은기초에 적용하는 Francis의 제안식 (2)와 모래지반에 적용가능한 Vesic의 제안식 (3)을 사용하여 결정하였다.

$$l_0 = \left(\frac{4 E_P I_P}{k_h b} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1)$$

여기서, E_P 는 말뚝의 탄성계수, I_P 는 말뚝의 단면2차 모멘트, k_h 는 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 지반반력계수이고 b 는 말뚝의 직경이다.

$$k_h d = (1.3) \left(\frac{E_s}{1 - \nu^2} \right) \left(\frac{E_s d^4}{E_P I_P} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (2)$$

$$k_h = \left(\frac{0.65}{d} \right) \left(\frac{E_s}{1 - \nu^2} \right) \left(\frac{E_s d^4}{E_P I_P} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (3)$$

위 식들을 토대로 대상 심형기초의 상대강성을 분석한 결과 L/l_0 값이 1.63으로 기초는 강성거동을 하는 것으로 나타났다. 모형기초의 크기를 산정하기 위해 Briaud가 제안한 식의 계산 결과 l_0 의 값은 21.5로 나타났으며 표 2와 같이 심형기초-지반의 상대강성이 모형기초-모형지반의 상대강성과 일치하는 모형기초의 근입깊이는 35.0(cm)임을 알 수 있었다. 따라서 모형기초의 길이는 35cm, 직경 11cm의 제원을 선정하였다. 또한 보강재의 재질은 실제 보강재(철근 등, 탄성계수 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)에 대한 상사율 약 1/40 (심형기초 : 직경 4m, 길이 16m, 모형기초 : 직경 11cm, 길이 35cm)을 고려하여 pvc 정도의 탄성계수($E_s : 3.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)를 갖는 재료를 선정하였다. 보강재의 길이는 시공성을 고려하여 기초직경의 3/4인 8.0cm로 선정하였다.

표 2. 모형크기 산정

	l_0	상대강성, L/l_0
심형기초-지반	983	1.63
모형기초-지반	21.5	$L/l_0 = 1.63 = L/21.5 \quad \therefore L = 35.0$

2.3 실험방법

기초에 대한 하중조건, 보강재의 배열, 경사각 등에 따라 실험을 수행하였다. 지반조성을 위해 Vibrator를 사용하여 다짐을 하였으며 매 실험마다 동일한 지반조건을 조성할 수 있도록 예비실험을 통하여 Vibrator의 다짐정도 및 시간을 조절하였다. 상대밀도를 측정된 결과 약 80%이상으로 조밀한 상태의 지반조성을 할 수 있었다.

우선 기초체를 토조 중앙에 위치시킨 후 근입 깊이(35cm)까지 지반을 조성한 후 일정한 간격과 시간으로 Vibrator로 다져 상대밀도 80%이상의 조밀한 상태로 만든다. 하중재하 장치 및 각종 계측장비 설치 후 기초체를 유압식 하중재하 장치를 사용하여 일정한 속도로 인발, [인발+수평]하중을 재하하여 실험을 실시하였다 (사진 1, 2 참조). 이때 기초체의 수직변위는 LVDT로, 수평변위는 LVDT와 링(ring)타입 변위계로 측정을 하였다. 또한 기초체 선단에서 접지압을 측정하며 보강재에 삽입된 strain gauge에 의해 보강재의 압축 및 전단거동을 분석하였다.

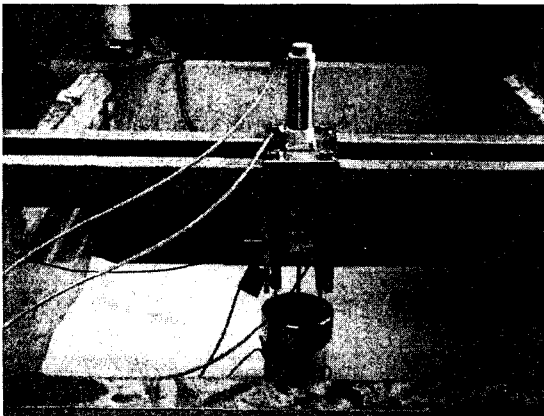


사진 1. 인발하중 실험

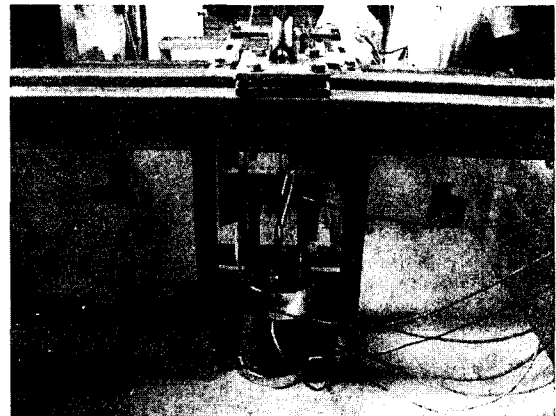


사진 2. [인발+수평]하중 실험

3. 실험결과 및 분석

3.1 인발실험

보강재의 각도를 수평과 수평에 대하여 25°경사, 40°경사로, 보강재의 개수는 1단 당 4개, 8개로 바꾸어 가며 실험을 수행하였다(그림 2 참조). 보강재의 경우 2단, 3단 보강시 수평보강재보다 경사보강재가 보강효과가 좋은 것으로 나타났다(그림 5~7 참조). 그러나 25°, 40°경사 보강재 실험결과, 2단과 3단 보강시 보강효과에는 서로 큰 차이가 없는 것으로 나타났다(그림 8 참조). 전체적으로 4개/3단 보강시 교차배열이 좋은 보강효과가 나타났다(그림 9 참조). 3단 보강시 보강재 개수가 단 당 4개보다 8개가 보

강효과가 작은 것으로 나타난 이유는 보강재의 간격이 좁아지면서 지반교란의 정도가 커졌기 때문에 보강효과가 줄어든 것으로 판단된다. 자세한 결과는 그림 3~9와 표 3에 나타내었다.

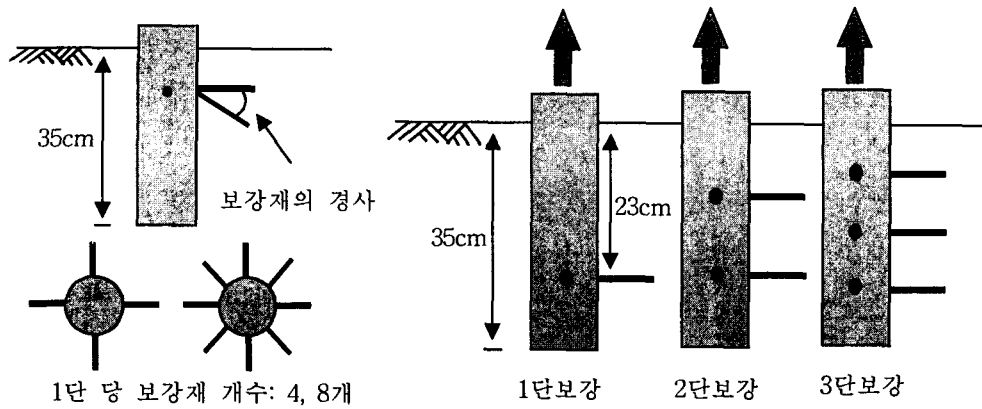


그림 2. 모형기초의 형상

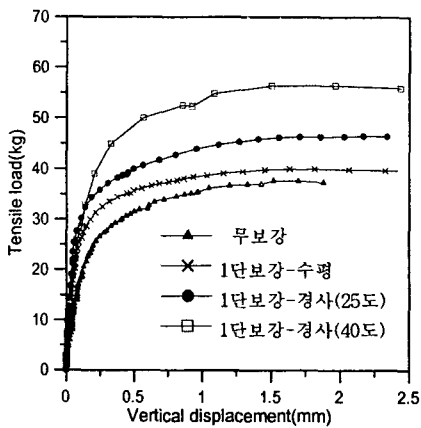


그림 3. 하중-변위 곡선 (보강재-4개/1단)

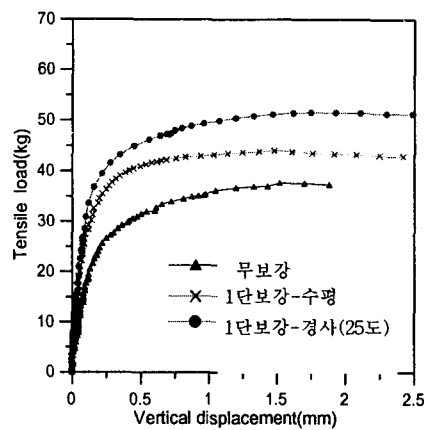


그림 4. 하중-변위 곡선 (보강재-8개/1단)

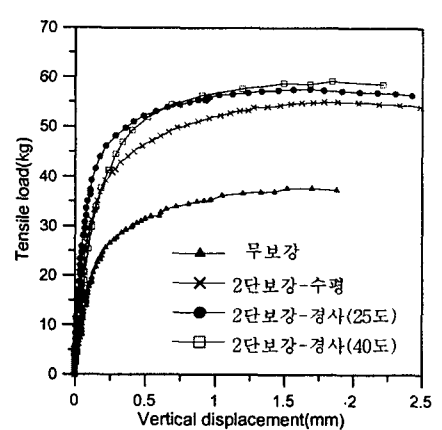


그림 5. 하중-변위 곡선 (보강재-4개/1단)

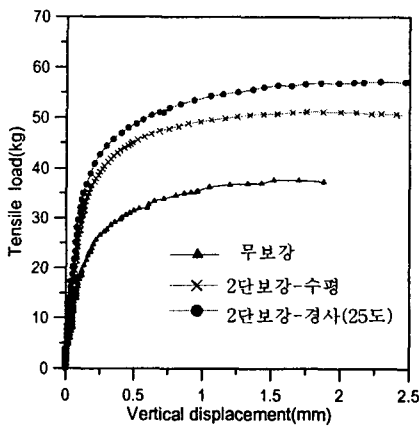


그림 6. 하중-변위 곡선 (보강재-8개/1단)

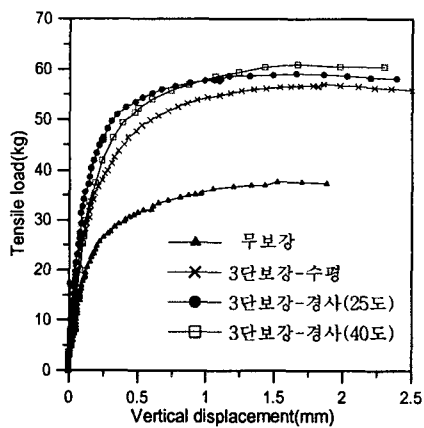


그림 7. 하중-변위 곡선 (보강재-4개/1단)

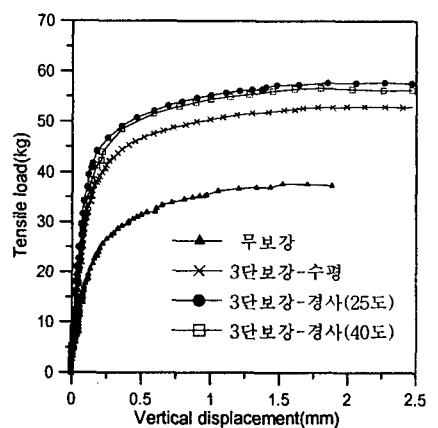


그림 8. 하중-변위 곡선 (보강재-8개/1단)

표 3. 인발실험 결과

보강재 경사각	보강재 개 수 (1단당)	최대 하중 (kg)				보강 효율				비 교	
		무보강	1 단 보강	2 단 보강	3 단 보강	3단 보강 교차 배열	1 단 보강	2 단 보강	3 단 보강		3단 보강 교차 배열
0도	4개	37.61	39.97	54.99	56.99	59.14	1.06	1.46	1.51	1.57	변위 1.5mm~ 2.5mm 내에서 최대하중 발생
	8개		43.99	51.14	52.94	-	1.17	1.36	1.41	-	
25도	4개	37.61	46.42	57.54	59.07	61.15	1.23	1.53	1.57	1.63	
	8개		51.53	57.17	57.75	-	1.37	1.52	1.54	-	
40도	4개	37.61	56.40	59.17	60.94	60.74	1.50	1.57	1.62	1.61	
	8개		-	-	56.65	-	-	-	1.51	-	

* 보강효율 : 보강시 최대하중과 무보강시 최대하중의 비

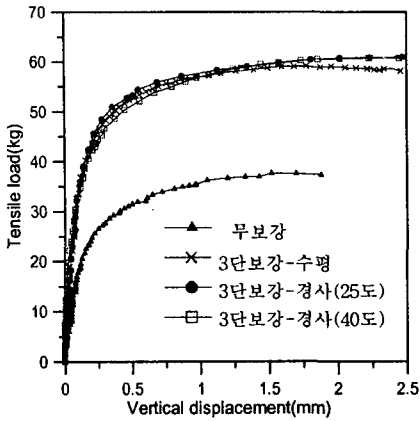


그림 9. 하중-변위 곡선
(보강재-교차배열)

3.2 [인발+수평]실험

[인발+수평]실험도 보강재의 각도를 수평과 수평에 대하여 25°, 40°경사로, 보강재의 개수는 1단 당 4개, 8개로 바꾸어 가며 실험을 실시하였다. 먼저 인발상재하중을 결정하기 위해 하중에 따른 수평거동의 차이를 알아보았다. 그 결과 30kg, 40kg의 상재하중에서 거의 비슷한 결과를 나타내었다(그림 10참조). 따라서 본 실험에서는 무보강 기초의 최대하중 37.61kg(표 3 참조)보다 작은 30kg을 인발상재하중으로 결정하여 실험을 수행하였다. 실험결과 보강재의 각도는 수평일 때 보강효과가 좋은 것으로 나타났으며 전체적으로 3단보강 교차배열이 비교적 보강효과가 좋은 것으로 나타났다(표 4 참조). 또한 최대하중을 넘어서면 하중이 갑자기 감소하는 것을 볼 수 있는데 이는 지반이 교란되어 기초체를 더 이상 지지하지 못하는 것으로 판단된다. 자세한 실험결과는 그림 11~15와 표 4에 나타내었다.

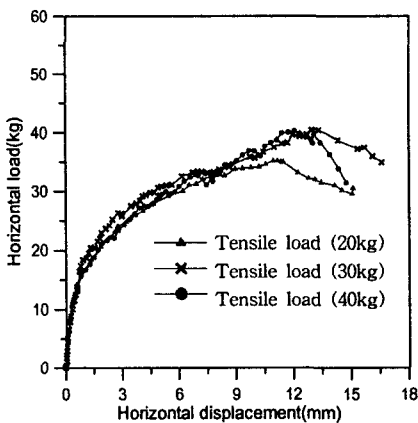


그림 10. 하중-변위 곡선
(25°보강재-4개/1단)

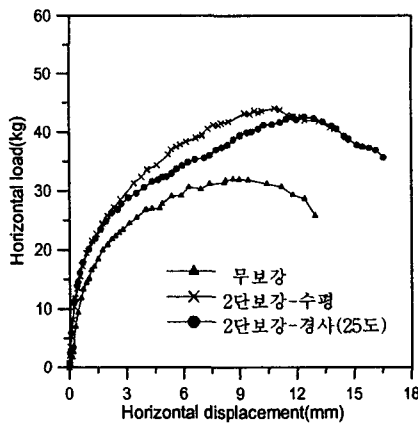


그림 11. 하중-변위 곡선
(보강재-4개/1단)

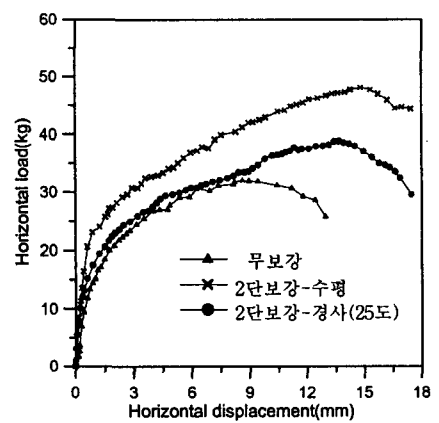


그림 12. 하중-변위 곡선
(보강재-8개/1단)

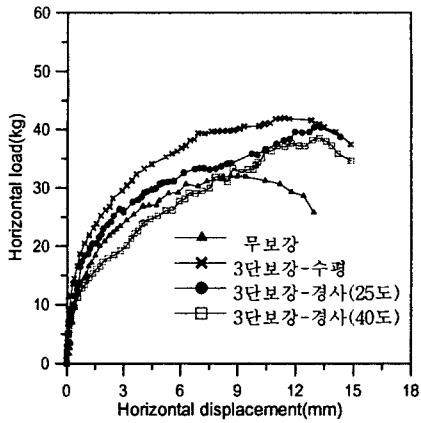


그림 13. 하중-변위 곡선
(보강재-4개/1단)

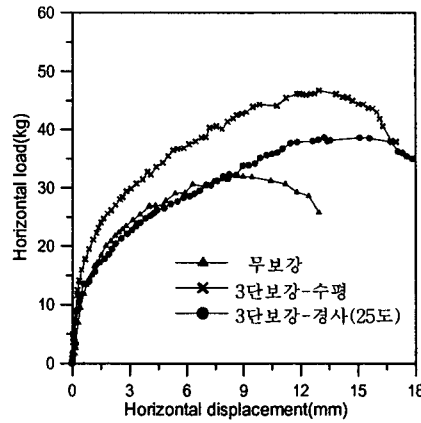


그림 14. 하중-변위 곡선
(보강재-8개/1단)

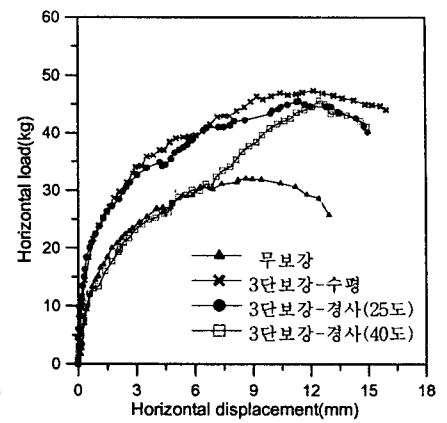


그림 15. 하중-변위 곡선
(보강재-교차배열)

표 4. [인발+수평]실험 결과

보강재 경사각	보강재 개 수 (1단당)	최대 하중 (kg)				보강 효율				비 교	
		무보강	1 단 보강	2 단 보강	3 단 보강	3단 보강 교차배열	1 단 보강	2 단 보강	3 단 보강		3단 보강 교차배열
0도	4개	32	40.43	43.94	41.92	47.3	1.26	1.37	1.31	1.47	변위 10mm~15mm 내에서 최대하중 발생
	8개		38.49	48.02	46.68	-	1.20	1.50	1.46	-	
25도	4개	32	34.52	42.54	40.25	45.54	1.07	1.33	1.26	1.42	
	8개		34.43	38.81	39.19	-	1.08	1.21	1.22	-	
40도	4개	32	-	-	38.49	45.57	-	-	1.20	1.42	

* 보강효율 : 보강시 최대하중과 무보강시 최대하중의 비

4. 결론

본 모형실험에서 다루고 있는 보강형 심형기초는 주로 산악지역에 시공되어지는 철탑기초로서 인발하중이 중요한 하중으로 작용하고 있다. 이에 본 모형실험에서는 제한적으로 인발과 [인발+수평]하중에 중점을 두어 실험을 실시하였으며 현재까지 수행한 연구결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 인발, [인발+압축]실험 결과 보강재의 단수는 무보강보다 2, 3단 보강에서 보강효과가 크게 나타났으나 25°, 40°경사 보강재 실험결과, 2단과 3단 보강시 보강효과에는 서로 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.
2. 보강재의 개수는 2단, 3단 보강시 1단/8개보다 1단/4개가 좋은 것으로 나타났으며 이는 보강재의 간격이 좁아지면서 지반교란의 정도가 커졌기 때문에 1단/8개의 보강효과가 줄어드는 것으로 판단된다.
3. 보강재의 배열은 인발, [인발+수평]실험시 수평배열보다 교차배열이 보강효과가 좋은 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 현재 한국전력공사 전력연구원의 지원에 의해 수행되고 있는 “보강형 심형기초 공법개발”의 일환이며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참고문헌

1. 한국지반공학회(1997), “지반조사결과의 해석 및 이용”, 지반공학시리즈1, pp. 52~87
2. 한국전력공사(2000), 765kV 송전선로 건설사업 적정성 평가, 최종보고서, pp149~174
3. 한국전력공사 전력연구원 (2000), 송전철탑 락 앵커기초 설계기준 수립에 관한 연구, 최종보고서, TR97NJ34.J2000.403, pp 81~98
4. 片野 正三 (1994), “지반보강형 기초의 개발”, 일본토목학회 제49회 연차학술강연회, pp. 1026~1027
5. Minoru MATSUO (1987), “ 모래지반에서 지반보강형 기초의 역학적 특성에 관한 실험적 연구”, 일본토목학회논문집 제379호/VI-6, pp. 83~91
6. Briaud, J. L.(1992), The Pressuremeter, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 136-144
7. Fransis, A. J, “Analysis of pile groups with flexural resistance”, Jour., SMFD, ASCE, Vol. 90, No. SM3, 1964
8. A. T. C. Goh, C. I. Teh , K. S. Wong, “Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movement”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, September, 1997, pp. 792~801