

강관주 철탑기초의 수평거동에 관한 실험적 연구 **Experimental Study on the Laterally Loaded Behavior of** **Single Pole Foundation**

김대홍¹⁾, Dae-Hong Kim, 김경열²⁾, Kyoung-Yul Kim

¹⁾ 한전 전력연구원 선임연구원, Korea Electric Power Research Institute / KEPCO (dhkim@kepco.co.kr)

²⁾ 한전 전력연구원 선임연구원, Korea Electric Power Research Institute / KEPCO

SYNOPSIS : The drilled pier foundation is widely used to support transmission line structures due to its simplicity of construction. When this foundation type is used in conjunction with a single shaft or H-frame structure, it is subjected to a high overturning moment, combined with modest vertical and shear loads. Since the length and diameter of drilled piers are often governed by a maximum permissible deflection, many drilled piers being installed today are very conservatively designed. In this study, Five prototype field-tests (1/8 scale) have been conducted in order to determine the lateral resistance of drilled pier foundation for single pole structures. These test results reveal the test piers behaved essentially as rigid bodies in soil (6D) and the center of rotation of the pier were typically 0.6 ~ 0.4 of the pier depth below ground surface. Test results also show the relationship between the applied load and the deflection at the top of the pier is highly nonlinear.

Key words : Lateral load, Single pole foundation, Drilled pier, Transmission line, Overturning moment, Prototype field test, Lateral resistance

1. 서 론

말뚝기초의 수평지지력은 압축 및 인발지지력과 더불어 기초설계에 있어 매우 중요한 요소이다. 이중 압축지지력은 초고층 건물 및 교량과 같이 상부구조물의 규모가 큰 경우, 구조물의 안정성을 지배하는 주요 요소가 되나, 수평지지력은 대부분 풍하중이나 차량충돌하중 등의 일시하중에 대응하는 중요 설계인자가 된다. 특히 최근 들어 적용사례가 증가하고 있는 가공송전용 강관주 철탑기초의 경우, 상부구조물에 의한 사하중의 크기가 일반 대형구조물에 비해 상대적으로 작으며, 풍하중 및 케이블하중에 의한 수평하중이 지배적인 하중요소이므로 적절한 수평지지력의 평가 및 확보는 구조적 안정성 및 기능성 확보를 위해 필수적 설계고려사항이라 할 수 있다 (김대홍, 2007; 이준환 등, 2007).

현장타설말뚝의 지지력 산정은 크게 지반조사과정을 통해 얻어지는 지반물성치를 이용한 방법과 현장시험결과를 직접 이용하는 방법으로 구분될 수 있다. 암반에 시공되는 현장타설말뚝은 주로 암반의 역학적 특성을 좌우하는 강도 및 강성도를 토대로 지지력의 산정이 이루어지나, 토사지반의 경우 현장시험에 의한 방법이 더 효과적으로 간주될 수 있다(Lee and Salgado 1999). 강관주송전구조물의 경우, 산악지역 뿐만 아니라, 기초지반이 토사층으로 구성된 도심지역에서도 빈번히 사용될 수 있으므로, 토사지반에 시공된 현장타설말뚝의 지지력산정 또한 강관주기초의 설계기준 수립을 위해 매우 중요하다.

본 연구에서는 1/8규모 현장모형시험으로부터 말뚝의 압축, 수평, 모멘트지지력 및 하중전이 특성을 도출하여 강관주 철탑기초의 거동특성을 규명하고자 하였다. 즉 충북 청원지역의 암반구간과 전북 익산

의 토사구간으로 나누어 총 20회 시험을 실시하였으며, 이중 본 논문에서는 수평시험에 관한 5회의 시험결과를 기술하였다.

2. 시험방법

1/8규모 현장모형시험은 2가지 지반조건하에서 실시하였다. 첫 번째는 토사구간으로 풍화토가 균일하게 발달한 지반(전북 익산지역)에서 실시하였으며, 두 번째 암구간은 지표부근에 풍화암 및 연암이 발달한 지반(충북 청원지역)을 대상으로 시험을 실시하였다. 시험체 제원은 직경(D) $\Phi 400\text{mm}$, 매입길이 1,600~4,800mm (4D ~ 12D)의 시험체로 시험을 수행하였으며, 시험 항목 및 시험체 제원은 표 1 및 그림 1, 2와 같다.

표 1. 1/8규모 실증시험 항목

구분/시험항목		정재하		수평		모멘트		직접기초	시험체
말뚝형태		C	T	C	T	C	T		
풍화토	4D					2(미실시)		1 (미실시)	15개
	6D	1		1		2			
	12D	1	1	1	1	2	2		
풍화암	6D	1		1		1		3개	
연암	4D			1		1		2개	
소 계		3	1	4	1	8	2	1	20개
측정항목	두부변위	O		O		O			
	하중전이	O		-		-			
	응력변화			O		O			
	주면토압	-		O		O			
	선단토압	O		-		-			

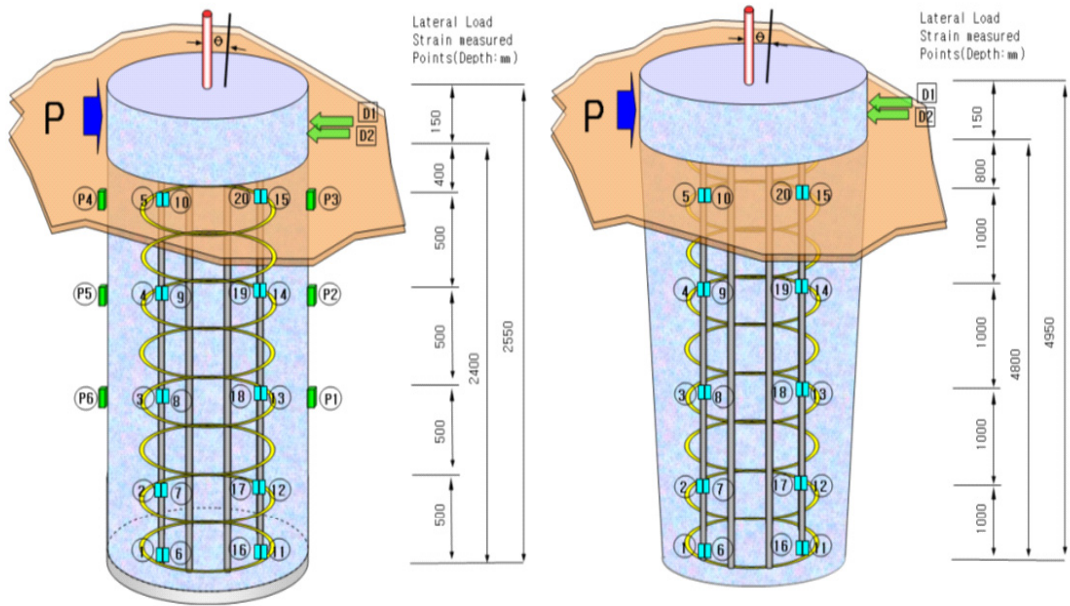
(C : 실린더형, T : 테이퍼형 D : 말뚝직경)



(a) 원통형 말뚝기초

(b) 테이퍼형 말뚝기초

그림 1. 기초 철근망 조립상태



(a) 원통형 말뚝기초 (b) 테이퍼형 말뚝기초

그림 2. 수평재하 시험체

본 시험은 연암지역과 풍화암, 풍화토 지역에서 각각 시험하였으며, 지반별·말뚝 종류별로 5회를 시험하였다 (표 2).

표 2. 말뚝종류 및 제원

시험지반	말뚝 Type	말뚝길이	시험수량	시험위치
풍 화 암	원 통 형	2,400mm(6D)	1	청원
연 암	원 통 형	1,600mm(4D)	1	
풍 화 토	원 통 형	2,400mm(6D)	1	익산
	테이퍼형	4,800mm(12D)	1	

수평재하시험은 ASTM D3966의 6.1의 표준재하방법에 의하여 실시하였으며, 이 때 인접한 지반에 반력재하대를 설치하여 시험하였다. 하중재하를 위해 300kN 규모의 유압 Jack 1개를 사용하였고, 가압하중 측정을 위해서 Load Transducer Gauge를 이용하였다. 수평재하하중은 시험최대하중의 1/8씩 순차적으로 재하(Loading)하였고, 170% 이후는 10%씩 증가시켜 시험을 실시하였다. 각 단계별 Loading Time은 10분 이상으로 하였다.

가압하중에 의한 말뚝두부의 수평변위량은 가압부 반대편에 원지반 벽체와 평행하도록 Reference Beam을 거치한 후, Reference Beam에 Magnetic Holder를 사용하여 2개의 LVDT를 부착하고, 말뚝두부측면(가압부 반대면)에 부착된 Plate(Plastic Plate)면을 기준으로 수평변위량을 측정하였다. 측정에 사용된 LVDT는 1/100mm 감도의 제품을 사용하였으며 최대 150mm까지 측정이 가능하다. 말뚝에 발생하는 지중수평변위는 In-clinometer에서 각도로 측정된 결과를 계산과정을 통해 변위로 환산하여 산출하였다. 또한 토압계(Earth Pressure Cell)를 사용하여 말뚝체 측면에 발생하는 토압을 측정하였다 (그림 3).

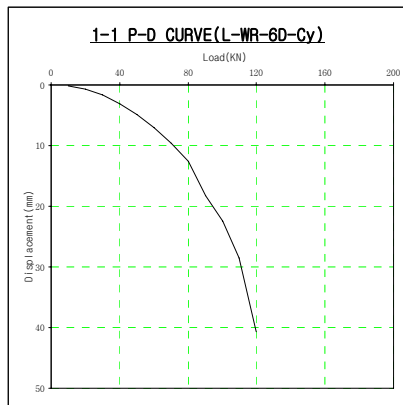


그림 3. 수평재하시험 모습

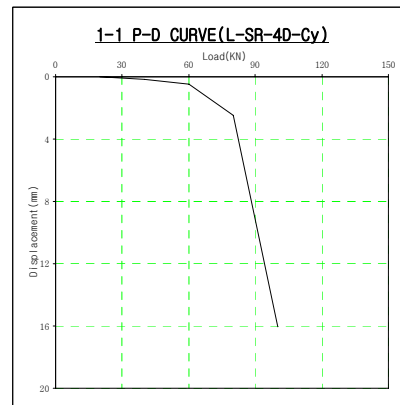
3. 시험결과

3.1 변위측정

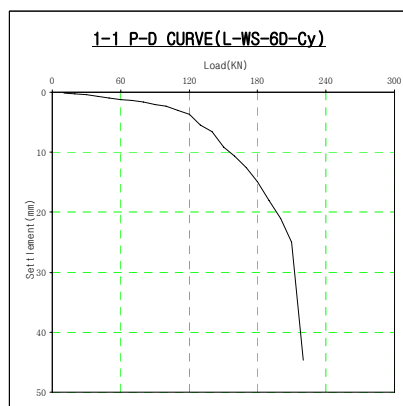
시험결과는 그림 4와 같으며, 표 3에 최대시험하중 및 최대변위를 보여주고 있다.



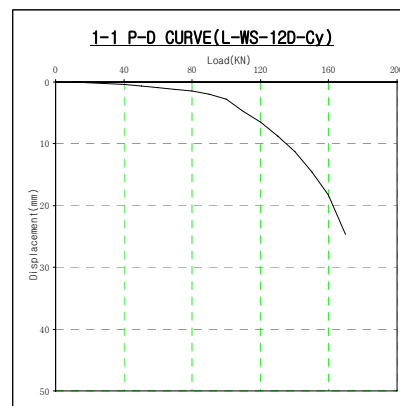
(a) 풍화암, 6D, 원통형 말뚝



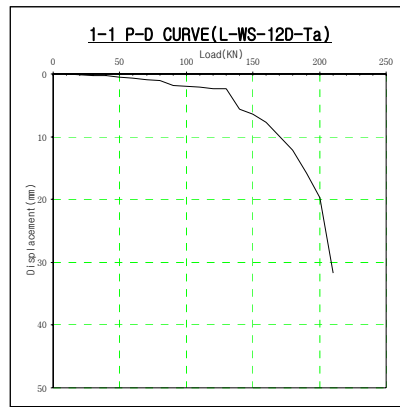
(b) 연암, 4D, 원통형 말뚝



(c) 풍화토, 6D, 원통형 말뚝



(d) 풍화토, 12D, 원통형 말뚝



(e) 풍화토, 12D, 테이퍼형 말뚝

그림 4. 수평재하시험 P-D Curve

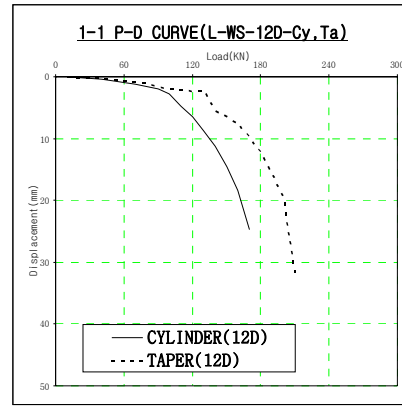
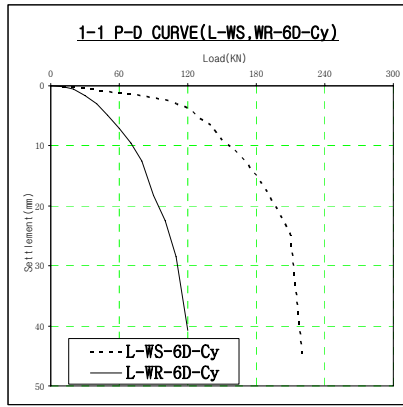
표 3. 시험하중 및 최대변위

시험지반	말뚝 Type	말뚝길이	최대시험하중 (kN)	최대변위 (mm)	시험위치
풍화암	원통형	2,400mm(6D)	120	40.71	청원
연 암	원통형	1,600mm(4D)	90	16.04	청원
풍화토	원통형	2,400mm(6D)	220	44.61	익산
	원통형	4,800mm(12D)	190	55.66	
	테이퍼형	4,800mm(12D)	210	31.69	

시험결과 풍화암과 연암지역은 모두 말뚝이 파괴되었고, 풍화토 지역은 지반파괴와 말뚝파괴가 조합되어 나타났다. 또한 그림 5(a)와 같이 동일심도, 동일형태의 말뚝(원통형, 6D)중 풍화암에 시공된 말뚝의 결과와 풍화토의 결과를 비교해보면 풍화토에 시공된 말뚝의 지지력이 풍화암보다 크게 나타났다. 또한 그래프의 기울기도 더 완만하여 풍화암 구간보다 풍화토 구간에서 더 효과적으로 지지되고 있는 것으로 나타났다. 그러나 파괴모드를 분석해 보면 하중이 약 70kN 이내에서는 암반구간의 변위가 더 작음을 알 수 있다. 따라서 암반지역의 경우 지반파괴에 앞서 말뚝두부가 먼저 파괴된 경우로 전체지지력을 단순 비교하는 것은 무리가 있다. 즉, 파괴모드가 암반지역에서는 지반파괴에 앞서 말뚝이 파괴되었으며, 토사의 경우 지반파괴를 동반하여 나타났다. 따라서 탄성영역에서 비교해보면 암반의 경우가 전체지지력은 더 크게 나타날 것으로 예상된다.

그림 5는 풍화암 및 풍화토에서 나타난 전체지지력 변화와 실린더 및 테이퍼형 지지력 변화를 비교하여 나타낸 것이다. 앞서 기술한 바와 같이 풍화토에서의 지지력은 파괴모드가 서로 달라 풍화토에서 크게 나타났으며, 테이퍼형의 경우 시험결과는 말뚝의 파괴하중은 비슷하나 동일하중에서 테이퍼형의 변위가 약 20%작게 나타났다. 이것은 테이퍼형 말뚝이 수평하중에 대해 더 효과적으로 저항하는 것을 의미한다. 즉 테이퍼형은 전체 말뚝크기는 동일하나 상부의 단면이 커짐으로 말뚝자체의 수평강성이 증가하고 지반의 수평저항력이 증가하여 전체 지지력이 커진 것으로 판단된다.

지반의 반력계수는 표 4와 같으며, 풍화암에 시공된 원통형 6D 말뚝의 경우 0.93으로 풍화토보다 작게 나타났다. 연암의 경우 5.09로 나타났으며, 풍화토에 시공된 테이퍼형 12D 말뚝의 경우 말뚝상부의 직경이 원통형보다 크므로 말뚝자체의 강성으로 인해 지반반력계수가 크게 나타났다. 수평지지력에 있어서 당초 예상과는 달리 풍화암 구간이 다소 작은 값을 보이고 있는데 그 이유는 말뚝두부의 파괴로 인한 지반지지력의 평가가 정확이 이루어지지 못한데 기인한다.



(a) 풍화암 및 풍화토(6D, 원통형) (b) 원통형 및 테이퍼형 (풍화토, 12D)

그림 5. P-D Curve 비교

표 4. 지반반력계수(Kh)산정

시험지반	풍화암	연암	풍화토		
시험말뚝	원통형 6D	원통형 4D	원통형 6D	원통형 12D	테이퍼형12D
Load(kN)	100	80	140	100	120
전수평변위량(mm)	22.4	2.46	6.53	2.81	2.32
잔류 수평변위량(mm)	10.1	0.12	2.69	0.92	1.98
탄성 수평변위량(mm)	12.3	2.34	3.85	1.89	0.34
변위점(G.L. -m)	1.2	1.6	1.2	2.1	1.8
모멘트(kN-m)	120	128	168	210	216
접지면적(m ²)	0.480	0.64	0.48	0.84	0.72
접지압력(Kg/cm ²)	2.083	1.25	2.92	1.19	1.67
반력계수(Kh:Kg/cm ²)	0.93	5.09	4.47	4.24	7.18

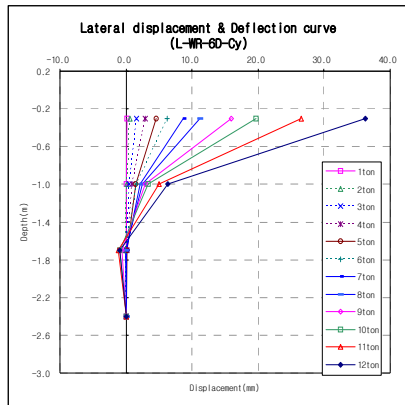
3.2 경사계측정

수평재하시험을 실시하여, 말뚝의 경사각을 측정한 결과는 그림 6에 나타내었다. 동일 심도(6D)의 풍화토에 시공된 말뚝의 거동특성은 풍화암에 시공된 말뚝보다 수평변위가 작게 나타났다. 또한 최대시험하중의 경우 당초 예상했던 것과는 다르게 풍화암의 경우 120kN, 풍화토의 경우 220kN이었다. 이는 풍화암 및 연암에서 지반지지력이 크므로 지반파괴이전에 말뚝두부에서 파괴가 먼저 일어나 지반의 지지력을 정확히 파악할 수 없었다. 그러나 탄성범위내에서 지지력을 평가할 경우 풍화암의 경우가 더 크게 나타났다.

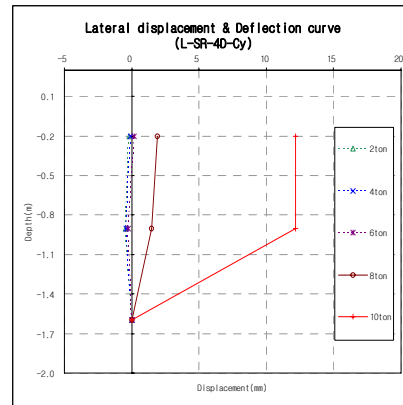
풍화토지반에서의 회전중심은 6D일 때 지표면에서 전체깊이의 약 0.58~0.52 분포를 나타냈으며, 하중증가에 따라 그 위치는 상부로 이동함을 알 수 있었다. 12D의 경우 회전중심은 6D에 비해 다소 상부에 위치하여 약 0.5~0.42로 나타났다. 한편 테이퍼형 말뚝의 경우 좀 더 상향으로 이동하여 0.5~0.38의 범위를 보여주었는데 이는 상부의 단면이 커져 지지력이 크게 나타난 결과로 볼 수 있다. 또한 동일 심도(12D)에서 원통형 말뚝보다 테이퍼형 말뚝의 변위가 작게 나타났는데, 그 이유는 지반지지력의 차이라기보다는 테이퍼형 말뚝의 상부직경이 원통형의 것보다 크기 때문으로 인해 말

뚝자체의 강성이 크기 때문인 것으로 판단된다. 연암에 시공된 말뚝의 경우 80kN까지는 미소한 변위만 보이다가 100kN 재하시 말뚝두부가 파단되었다.

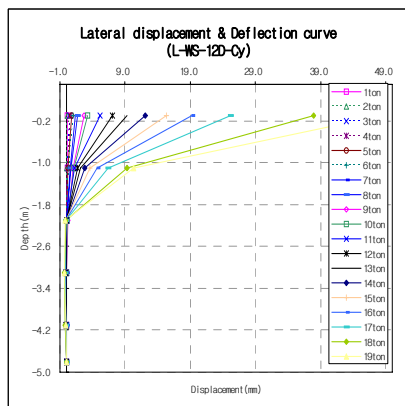
길이 12D 말뚝의 경우 원통형 말뚝의 수평변위는 2.5m 이하에서는 거의 나타나지 않는 반면, 테이퍼형의 경우 심도가 깊어질수록 단면적이 작아져 말뚝의 수평변위가 하부에서도 나타나고 있다. 이는 원통형에 비해 테이퍼형 말뚝의 회전중심이 상부에 위치하고 있는 것으로, 원통형 말뚝에 비해 테이퍼형 말뚝에서 수평재하하중이 더 아래쪽까지 전달되고 있음을 의미한다. 이 회전중심점 위치는 말뚝의 수평지지력을 판정하기 위한 중요한 인자가 될 수 있다.



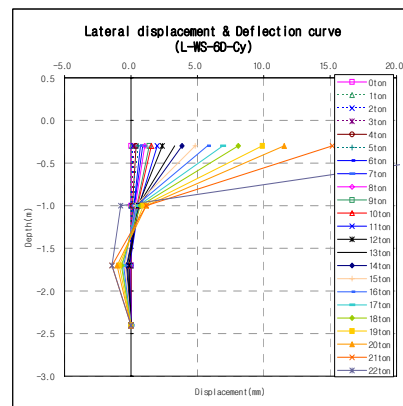
(a) 풍화암, 6D, 원통형 말뚝



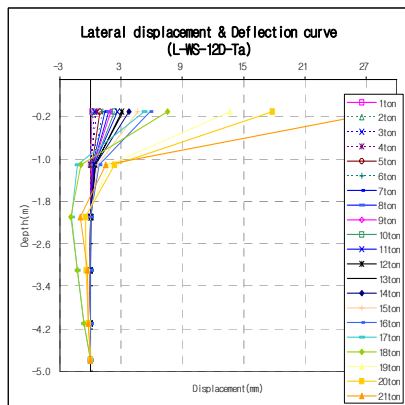
(b) 연암, 4D, 원통형 말뚝



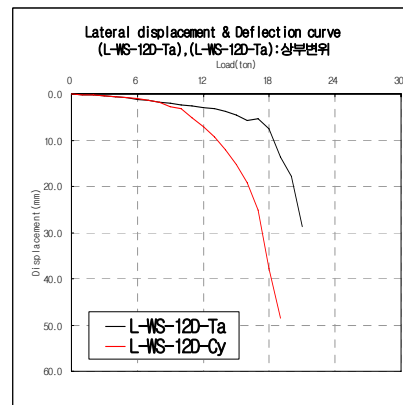
(c) 풍화토, 6D, 원통형 말뚝



(d) 풍화토, 12D, 원통형 말뚝



(e) 풍화토, 12D, 테이퍼형 말뚝



(f) 풍화토, 12D, 원통형, 테이퍼형 말뚝

그림 6. 수평재하시험 In-clinometer Curve

4. 결론

본 연구에서는 강관주 기초에 대한 1/8규모 현장모형실험을 통해 암반 및 풍화토 지반에서의 수평거동특성을 평가하였으며, 이에 대한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 말뚝의 형상에 따른 지지력의 차이는 약 20% 테이퍼형 말뚝이 우세하게 나타났으며, 항복하중 이후의 그래프 기울기도 원통형과 큰 차이를 나타내지 않았다.
- (2) 파괴모드의 경우 암반지역에서는 지반의 지지력이 크기 때문에 지반파괴에 앞서 말뚝의 두부가 파괴되었으며, 토사의 경우 지반파괴를 동반하여 나타났다. 따라서 파괴시 관찰된 지지력은 풍화토지반에서 크게 나타났으나, 탄성영역에서 비교해 보면 암반의 경우가 변형이 더 작게 형성됨을 알 수 있었으며, 이를 토대로 전체지지력을 추정해 보면 암반지역이 더 클 것으로 예상된다.
- (3) 수평하중에 의한 회전중심의 경우 동일한 지반일 때 작용하중 및 기초체 길이가 증가할수록 상부로 이동하며, 테이퍼형 기초체가 실린더형보다 더 위쪽에 위치함을 알 수 있다. 즉 풍화토지반의 실린더형 기초체의 경우 길이가 6D일 때 지표면에서 전체깊이의 약 0.58~0.52 분포를 보여주었으며, 12D의 경우 약 0.5~0.42로 나타났다. 또한 테이퍼형 말뚝은 0.5~0.38의 범위로 가장 지표면 가까이 형성됨을 알 수 있었다. 이러한 하중-변위관계 및 회전중심의 위치는 추후 강관주 기초의 지지력평가에 유효하게 이용될 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. 김대홍, 함경원 (2007), “강관주 철탑기초의 압축거동에 관한 실험적 연구,” 2007년도 대한토목학회 학술 발표회 논문집, pp. 149~153.
2. 이준환, 백규호, 김대홍, 황성욱, 김민기 (2007) “응력상태를 고려한 사질토지반에 관입된 말뚝의 극한수평지지력 분석 및 평가,” 한국지반공학회 논문집 제23권 4호, pp. 161~167.
3. Lee, J. and Salgado, R. (1999). "Determination of pile base resistance in sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 8, pp 673- 683.