

2. 말뚝의 지지력 산정이론

2.1 사질토지반에서의 말뚝지지력 산정식

사질토에서의 말뚝의 극한지지력은 주변마찰력과 선단지지력의 합으로 구해진다($Q_u=R_s+R_t$). 지지력 산정시 주변 마찰력과 선단지지력은 각각 따로 산정되고 상호간에 영향을 주지 않는다고 가정한다. 사질토에서의 말뚝지지력 산정을 위해 많은 이론적, 경험적 방법들이 제안되어 왔다. 그 중 가장 많이 쓰이는 방법들을 살펴보면 다음과 같다.

2.1.1 Meyerhof Method(based on SPT data)

Meyerhof(1976)는 파이프말뚝이나 프리캐스트 콘크리트말뚝 등의 타입말뚝(driven displacement piles)에서의 평균 단위 주변마찰저항 f_s 를 다음의 식으로 나타냈다.

$$f_s = 2 \overline{N'} \leq 100 \text{ kPa} \quad (2.1)$$

여기서, $\overline{N'}$ 은 매입된 말뚝 주변의 30cm관입에 필요한 타격수를 수정한 SPT 저항치의 평균이다. 일반적으로 시추주상도에서 3~6m 두께의 층을 이루고 평균 단위주면저항치는 각각 토층별로 산정한다.

또한, Meyerhof(1976)는 모래 및 자갈층에 관입된 항타말뚝의 단위선단지지력 q_t 를 다음과 같은 식으로 제안했다.

$$q_t = 400\overline{N'_o} + \frac{(40\overline{N'_B} - 40\overline{N'_o})L_b}{D} \leq 400\overline{N'_B} \quad (2.2)$$

여기서, $\overline{N'_o}$: 지지층 상단 지층의 평균 수정 SPT N'치

$\overline{N'_B}$: 지지층의 평균 수정 SPT N'치

L_b : 지지층에서의 말뚝 관입 깊이(m)

D : 말뚝 직경(m)

한계치인 $400\overline{N'_B}$ 은 지지층에 관입깊이가 10D가 될 경우의 값이다. 위 식은 말뚝 선단이 위치한 지층 위에 상대적으로 약한 지층이 위치할 경우에 적용된다. 균질한 사질토층에 관입된 항타말뚝의 경우, 단위선단지지력은 다음의 식으로 구한다.

$$q_t = \frac{40\overline{N'_B}L_b}{D} \leq 400\overline{N'_B} \quad (2.3)$$

평균 수정 SPT N'치인 $\overline{N'_B}$ 는 말뚝 선단 아래 3D 깊이의 범위에서의 N'치의 평균으로 산정하는 것이 바람직하다. Meyerhof는 소성성이 없는 실트층으로 관입된 말뚝에 대해서는 최대선단지지력을 위의 식의 $400\overline{N'_B}$ 대신 $300\overline{N'_B}$ 을 쓸 것을 제안했다.

2.1.2 Nordlund Method

Nordlund Method(Nordlund, 1963)는 현장시험결과를 기초로 마찰저항력 산정시 말뚝 형태와 지층의 변위를 고려한 방법이다. 이 방법은 또한 말뚝 재질에 따라 말뚝과 지반사이에 각기 다른 마찰계수를 적용시킨다. Nordlund 방정식에 의해 산정되는 말뚝의 극한지지력은 다음의 식에 의해 산정된다.

$$Q_u = \sum_{d=0}^{d=D} K_{\delta} C_F p_d \frac{\sin(\delta+\omega)}{\cos \omega} C_d \Delta d + \alpha_t N_q' A_t p_t \quad (2.4)$$

- 여기서,
- d : 깊이
 - D : 근입깊이
 - K_{δ} : 깊이 d에서의 수평토압계수
 - C_F : $\delta \neq 0$ 일 경우의 K_{δ} 의 수정계수
 - p_d : 증가된 깊이 d의 중간지점의 유효상재압
 - δ : 말뚝과 지반간의 마찰각
 - ω : 말뚝 테이퍼(taper)의 수직으로부터의 기울기
 - C_d : 깊이 d에서의 말뚝 둘레길이
 - Δd : 말뚝 미소길이
 - α_t : 무차원 인자(말뚝의 깊이-직경 관계에 따른 인자)
 - N_q' : 지지력 인자
 - A_t : 말뚝 선단면적
 - p_t : 말뚝 선단지점의 유효상재압

$\omega=0$ 인 균일단면을 가진 말뚝에서 관입깊이를 D라고 하면, 같은 유효단위중량과 마찰각을 가진 지층에 타입된 경우, 위 식은 다음과 같이 단순화된다.

$$Q_u = (K_{\delta} C_F p_d \sin \delta C_d D) + (\alpha_t N_q' A_t p_t) \quad (2.5)$$

2.1.3 유효응력법

사질토층, 점성토층 및 혼합층으로 구성된 지반에서의 정역학적 지지력 산정은 모두 유효응력법으로 구할 수 있다. 유효응력법은 장기 배수 전단강도 조건을 모델로 구할 수 있다. 따라서, 흙의 유효마찰각 ϕ' 이 이용된다. Burland(1973)은 단위마찰저항력 공식을 다음과 같이 제시했다.

$$f_s = \beta \overline{p_o} \quad (2.6)$$

- 여기서,
- β : 깊이 d에서의 수평토압계수 = $K_s \tan \delta$
 - $\overline{p_o}$: 말뚝 주면의 평균 유효상재압, (kPa)
 - K_s : 토압계수
 - δ : 말뚝-주변지반 간의 마찰각

단위 선단저항력은 다음 식으로 구한다.

$$q_t = N_t p_t \quad (2.7)$$

여기서, N_t : 선단지지력계수
 D_t : 말뚝 선단에서의 유효상재압

퇴적 사질토층에서는 Fellenius(1990)는 N_t 의 범위를 약 30~120정도로 정의했다. 포석 점토층 같이 매우 조밀한 지층에서는 N_t 값이 더 커질 수 있지만 최소값은 역시 30정도이다.

3. 현장시험

3.1 현장개요

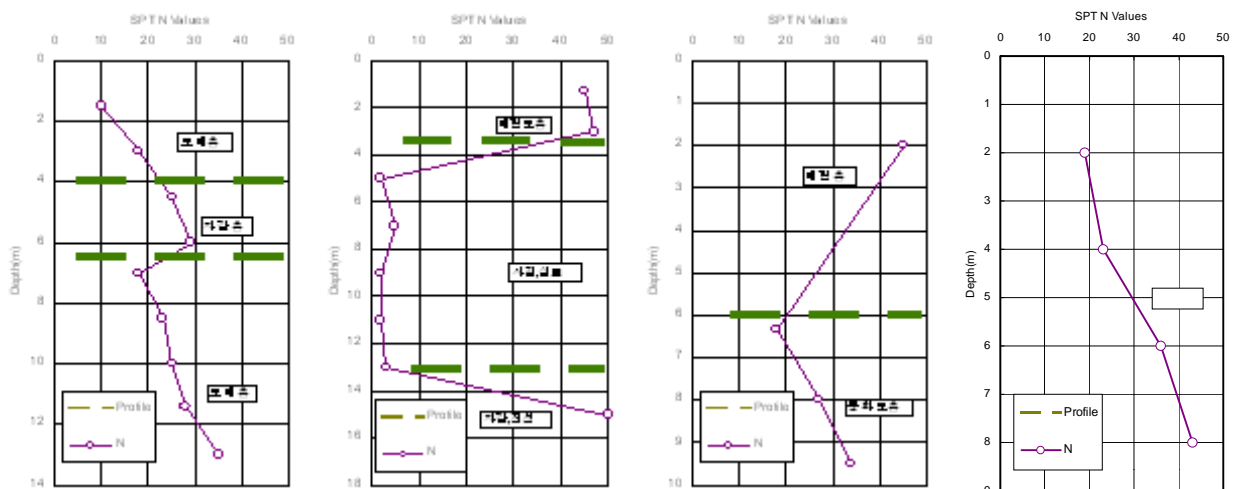
본 논문에서는 기존의 말뚝지지력 산정식과 현장 시험결과와의 비교를 위해 6개 현장에서 파괴가 현저하게 나타날 때까지 재하한 정재하시험 데이터 9개를 이용하여 분석하였다. 현장 및 말뚝 제원은 표 3.1과 같다.

표 3.1 현장 및 말뚝 제원

현 장	시험번호	지하수위	말뚝 제원	근입깊이
○○고속철도 ○-○공구	1-1	-1.5	ø609.6×12mm(t)	11.7 m
마산 ○○ 아파트	2-1	-0.7	ø400 PC	11.5 m
	2-2	-0.6	ø400 PC	13.5 m
○○-○○ 연결도로	3-1	-6.4	ø508×10mm(t)	9.6 m
○○고속철도 ○-○공구	4-1	-0.8	ø609.6×12mm(t)	7.4 m
포항 ○○아파트	5-1	-13	ø400 PC	21.5 m
	5-2	-13	ø400 PC	22.5 m
분당 ○○아파트	6-1	-3.6	ø350 PC	6.2 m
	6-2	-3.2	ø350 PC	5.4 m

3.2 지반조사 결과 및 물성치

지지력 산정식에 쓰인 물성치들은 여러 학자들에 의해 제안된 표준관입시험 결과를 통해 추정하였고, 그 결과는 표 3.2와 같다. 이중 Hansen 등이 제시한 값은 Driven 1.0 프로그램을 통해 산정되는 Nordlund method에 적용하였고, 나머지 산정식에는 Bowles가 제시한 값을 적용하였다.

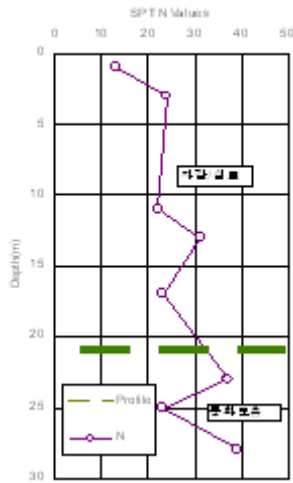


(a) 시험번호 1-1

(b) 시험번호 2-1, 2

(c) 시험번호 3-1

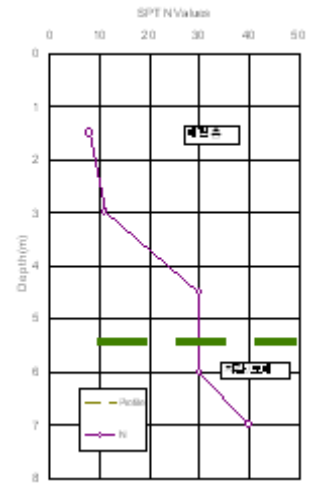
(d) 시험번호 4-1



(e) 시험번호 5-1,2



(f) 시험번호 6-1



(g) 시험번호 6-2

그림 3.1 표준관입시험 결과

표 3.2 시험현장의 지반 물성치

시험번호 및 지층별 심도(m)		내부 마찰 각(°)		포화단위중량(kN/m ³) (Bowles, 1996)
		Bowles(1996)	Hansen, Peck 등(1974)	
1	0 ~ 4	30~35	33.35~33.97	17.3~20.4
	4 ~ 6.5	30~35	36.54~37.71	17.3~22.0
	6.5 ~	30~35	34.52~35.34	17.3~20.4
2	0 ~ 3.4	35~40	43.00~43.10	17.3~22.0
	3.4 ~ 13.1	25~30	31.71~32.88	11.0~15.7
	13.1 ~	35~40	40.34~42.83	20.4~23.6
3	0 ~ 6	35~40	32.91~33.46	17.3~20.4
	6 ~	30~35	36.24~37.14	17.3~22.0
4	0 ~ 8	35~40	37.70~38.62	17.3~20.4
5	0 ~ 21.05	30~35	34.36~35.09	17.3~20.4
	21.05 ~	35~40	33.46~34.63	17.3~22.0
6-1	0 ~ 5.4	30~35	32.84~33.45	17.3~20.4
	5.4 ~	35~40	36.57~37.58	17.3~20.4
6-2	0 ~ 5.3	30~35	33.44~34.13	17.3~20.4
	5.3 ~	35~40	37.04~38.01	17.3~22.0

4. 결과 및 분석

4.1 정재하시험 결과 및 분석

현장에서 실시한 말뚝정재하시험의 결과를 분석한 결과는 표 4.1과 같다. 말뚝재하시험으로부터 극한 하중을 판정하는 데에는 상이한 해석들이 있을 수 있다. 이와 같은 불확실성을 감안하여 말뚝재하시험

결과를 국내의 항복하중 기준으로 분석하여 극한하중 해석결과와 비교하였으며 또한 C.O.E 및 독일 DIN규정의 순침하량 기준과 Davisson판정법 등의 신뢰도 높은 외국의 허용설계하중 판정법을 도입하여 해석하였다.

표 4.1에서 보는 바와 같이 국내기준을 적용한 극한하중 판정법에 의한 허용지지력은 항복하중 판정법과 외국의 설계기준을 적용한 값의 중간 정도로서 여타 판정결과와 비교적 잘 부합하는 것으로 나타났다.

4.2 기존의 지지력 제안식을 이용한 극한지지력 계산

정재하시험의 실측치와 비교하기 위해 2장에서 언급한 기존의 설계기준 및 지지력 제안식을 이용하여 극한지지력을 계산하였다. 주어진 물성치가 N치를 통해 일정한 범위로 추정하였기 때문에 물성치의 최대, 최소치에 따라 산정된 지지력도 최대, 최소치로 정해지는 일정한 범위로서 나타내었다.

표 4.1 현장 정재하시험 결과 및 산정된 지지력

시험 번호	극한 하중	항 복 하 중			극한하중		Davis -son	Nordlund Method		Meyerhof	유효 응력법	구조물설계기 준(한국)	API Code (미국)
		S-logt	logp- logs	ds/d(logt) -p	COE	DIN		N치	수정 N치				
1-1	280	245	240	240	215	230	230	199~234.7	230~244.9	328.5~382.5	243.65~393.61	96.49~218.39	156.36~200
2-1	87.4	60	60	60	56	62	50	51.2~84.7	59.5~100	145.9~169.4	47.71~111.59	68.09~124.49	54.32~102.86
2-2	114.4	75	75	58	62	68	57	71.4~153	81.65~160	177.4~201.4	177.47~528.67	111.22~241.71	96.49~117.52
3-1	214	175	175	160	155	170	157	209.5~229	230~234	215.8~245.2	118.55~364.57	100.93~211.27	162.44~195.15
4-1	315	245	245	220	194	260	198	149~204	234~260.2	426~459.3	229.64~557.22	85.85~201.09	142.52~179.14
5-1	125	112.5	112.5	110	110	118	118	450~561	520~623	157.6~174.8	475.43~584.59	351.39~567.8	377.22~445.81
5-2	125	112	112	110	102	106	73	714~775	745~811	168.9~189	492.51~605.64	365.97~587.81	390.44~461.44
6-1	97	80	78	78	78	82	67	79.6~97.8	102~108.2	107.6~116.1	116.87~179.09	58.99~118.18	71.4~88.85
6-2	88	70	70	55	57	62	48	70~86	100~102	90.5~96.7	111.06~163.86	41.11~88.42	53.9~67.35

4.3 정재하시험 결과와 지지력 이론식을 이용한 극한지지력과의 비교 분석

현장에서 실시한 정재하시험에 대한 지지력 해석 결과들과 SPT N치로 추정한 물성치를 적용시킨 기존 지지력공식에 의한 지지력을 비교하였다. 추정된 물성치가 일정한 값이 아닌 범위로서 나타나기 때문에 범위에 대한 최대치, 최소치를 대입하여 각각 비교하였다.

최소물성치를 대입한 지지력공식의 경우, 측정 N치와 수정 N치를 적용시킨 Nordlund Method와 유효응력법의 경우 극한지지력 해석보다는 다소 작게 나타났고, 나머지의 재하시험 결과 해석치와는 비슷한 결과를 나타내었다. Meyerhof 공식을 적용하여 구한 지지력은 지하수위가 낮은 현장의 경우에는 극한 지지력 및 여타 지지력 산정방법에 의해 구한 값보다 다소 큰 값을 나타냈다. 그러나 현장의 지하수위가 낮고 심도가 비교적 깊은(본 논문에 적용된 사례의 경우 약 20m 이상) 경우, Nordlund Method와 유효

효율력법으로 구한 지지력의 마찰저항력이 현저하게 크게 산정되어 지지력이 매우 크게 산정되는 것으로 나타났다. 이 경우의 Meyerhof 공식에 의한 값은 다른 경우에서의 패턴과 비슷하게 극한지지력이 다소 크게 나타났으며, 지하수위에 의한 주면 마찰저항력이 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 한국 구조물기초설계기준에 제시한 방법은 지하수위가 낮은 경우와 말뚝선단이 N치 50 이상의 조밀한 지층에 도달한 경우를 제외하고는 현장시험 결과보다 현저히 낮은 결과를 나타냈다. API Code도 한국 구조물설계기준과 비슷한 패턴으로 대부분 현장시험 결과보다 낮은 결과를 나타내었지만 그 오차가 구조물설계기준보다 작게 나타났다.

최대 물성치를 적용한 경우, Nodlund Method는 대부분의 경우에서 $\pm 30\%$ 안의 값을 나타내었다. 허용하중 산정시 안전율을 2 또는 3을 적용시킬 경우 그 오차는 10~15% 정도로 그다지 크지 않을 것으로 판단되었다. Meyerhof식으로 산정된 지지력은 최대물성치를 적용했을 때와 최소물성치를 적용하였을 경우 상호간 차이가 10~20%정도로 크게 차이나지 않았다. 그러나 유효응력법의 경우는 그 차이가 최대 약 3배까지 차이가 난 것으로 보아 물성치에 따라 산정 결과가 매우 예민하다고 판단되었다. 한국 구조물기초설계기준의 경우 지하수위가 낮은 경우와 말뚝선단이 N치 50 이상의 조밀한 지층에 도달한 경우를 제외하면 현장시험 결과와 비슷하거나 다소 낮게 나타났다. API Code의 경우도 구조물설계기준값과 비슷한 패턴으로 조금씩 낮은 값을 나타낸 것으로 보아, 물성치에 따른 지지력의 변화가 구조물기초설계기준에 비해 상대적으로 작은 것으로 나타났다.

5. 결론 및 제언

현장 정재하시험에 의해 산출된 말뚝의 지지력과 지반의 물성치를 이용한 기존의 제안된 지지력 산정식에 의해 산정된 지지력을 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻게 되었다.

- 1) 지지력 이론식으로 구한 극한지지력이 정재하시험의 실측치와 비교하여 현장 여건 및 지반조건에 따라서 크거나 또는 작은 차가 있음을 확인하였다. 특히 본 연구에서 적용한 이론식 중에 Nordlund Method의 경우 지하수위의 위치에 따라 주면마찰저항력이 큰 차이를 나타냈다. 유효응력법(β -Method)의 경우는 지하수위의 위치에 따라 마찰 및 선단저항력 모두 크게 좌우되는 결과를 나타내었으며 또한 대입한 물성치에 따라 지지력에 큰 차이를 나타냈다.
- 2) 한국 구조물기초설계기준의 경우 최대물성치를 적용시켰을 때 지하수위가 낮은 경우와 말뚝선단이 N치 50 이상의 조밀한 지층에 도달한 경우를 제외하면 현장시험 결과와 비슷하거나 다소 낮게 나타났으며, 최소치를 적용시켰을 때 산정된 지지력의 변화폭이 매우 크게 나타났다. API Code의 경우도 구조물설계기준값과 비슷한 패턴으로 현장시험 결과에 비해 조금씩 낮은 값을 나타내었으나, 물성치에 따른 지지력의 변화가 구조물기초설계기준에 비해 매우 작게 나타났다.
- 3) Meyerhof가 제안한 지지력 산정식의 경우 실측된 지지력보다 다소 크게 나타났으나 물성치나 지반조건의 변화에 따라 큰 변화 없이 비교적 일정한 패턴을 나타내었으며 그와 반대로 유효응력법과 한국 구조물기초설계기준의 경우에는 물성치 및 지반조건의 변화에 따라 산정된 지지력이 매우 민감하게 변화한 것으로 보아 이들 방법을 적용시켜 지지력을 산정할 시에는 현장에 대한 지반조사 및 물성치의 정보가 확보된 상태에서 실시하는 것이 바람직하다고 판단된다.
- 4) 본 논문에서 기 분석된 지지력 이론식들의 보다 정확한 판단을 위해서는 본 논문에 적용된 정재하시험 결과와 같이 보다 많은 현장에서 파괴시까지 하중재하를 실시하여 분석된 지지력 데이터와 상세한 지반조사를 통해 다양하고 확실한 지반조건과 물성치의 자료를 축적해 놓는 것이 필요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. Bowles, J. E. (1996), *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, McGraw-Hill, New York.
2. Burland, John(1973), "Shaft Friction of Piles In Clay-A Simple Fundamental Approach", *Ground Engineering*, Vol.6, No.3, pp.30~42
3. Fellenius, Bengt H.(1990), Guidelines for the Interpretation and Analysis of the Static Loading Test, Deep Foundations Institute, Sparta, NJ
4. Meyerhof, G.G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.102, No.GT3, pp.197~228
5. Nordlund, R.L.(1963), "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", *JSMFD, ASCE*, Vol.89, SM3, May, pp.1~36
6. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974), *Foundation Engineering*, John Wiley and Sons, pp. 361~374